

Article, Published Version

Kebelmann, Gerald; Kil, Josef

Hydraulische Untersuchungen für eine Flussverlegung

Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/106134>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Kebelmann, Gerald; Kil, Josef (1976): Hydraulische Untersuchungen für eine Flussverlegung. In: Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau 37. Berlin: Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau. S. 5-216.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Hydraulische Untersuchungen für
eine Flussverlegung

Dipl.-Ing. Gerald Kebelmann

Vers.-Ing. Josef Kil

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
0. Einleitung	8
1. Teilvorhaben I - Auslauf -	10
1.1. Gesamtmodell	10
1.1.1. Ähnlichkeitsfragen	10
1.1.2. Modellaufbau und Messtechnik	15
1.1.3. Modellversuche	24
1.1.3.1. Versuchsprogramm	24
1.1.3.2. Durchführung der Versuche	25
1.1.3.3. Ergebnisse und Ausführungsvorschlag	41
1.1.3.4. Untersuchung der Ausführungsvariante	45
1.1.4. Zusammenfassung der Ergebnisse	49
1.2. Wehrmodell	55
1.2.1. Ähnlichkeitsfragen	56
1.2.1.1. Geschiebebewegung	56
1.2.1.2. Modellmaßstab	62
1.2.2. Modellaufbau und Messtechnik	72
1.2.3. Modellversuche	74
1.2.3.1. Versuchsprogramm	74
1.2.3.2. Durchführung der Versuche	74
1.2.4. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	93
2. Teilvorhaben II - Einlauf -	100
2.1. Gesamtmodell	100
2.1.1. Modellaufbau und Ähnlichkeitsfragen	101
2.1.2. Versuchsprogramm	107
2.1.3. Durchführung der Versuche	107
2.1.3.1. Versuchsreihe I	107
2.1.3.2. Versuchsreihe II	118
2.1.3.3. Versuchsreihe III	123
2.1.3.4. Versuchsreihe IV	136
2.1.4. Zusammenfassung der Ergebnisse	136
2.2. Wehrmodell	144
2.2.1. Modellaufbau und Ähnlichkeitsfragen	144
2.2.2. Versuchsprogramm	149
2.2.3. Durchführung der Versuche	149
2.2.3.1. Versuchsreihe I	149

	<u>Seite</u>
2.2.3.2. Versuchsreihe II	161
2.2.3.3. Versuchsreihe III	165
2.2.4. Zusammenfassung der Ergebnisse	177
3. Teilvorhaben III - Restlochflutung -	179
3.1. Theoretische Betrachtungen	179
3.2. Modellversuche	188
3.2.1. Modellaufbau und Ähnlichkeitsfragen	188
3.2.2. Versuchsprogramm	189
3.2.2.1. Variante 1 - Projekt -	189
3.2.2.2. Variante 2 - Aussteifungen im Schacht -	189
3.2.2.3. Variante 3 - Tiefschütz -	189
3.2.3. Durchführung der Modellversuche	189
3.2.3.1. Variante 1 und 2	189
3.2.3.2. Variante 3	203
3.3. Zusammenfassung der Ergebnisse	204
4. Schlussbetrachtungen	207

0. Einleitung

Von der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin (FAS) wurden umfangreiche Modelluntersuchungen für eine Flussverlegung durchgeführt. Die hydraulischen Probleme waren sehr kompliziert. Die Ungewöhnlichkeit der Aufgabe und die Vielfalt der behandelten Fragen veranlasste die Autoren, eine zusammenhängende Darstellung der Modellversuche zu geben.

Die Kosten für Modellversuche sind im Verhältnis zu den Herstellungskosten in der Grossausführung äusserst gering, so dass sich die Durchführung von Modelluntersuchungen für grössere Anlagen immer lohnt.

Der volkswirtschaftliche Nutzen von Modellversuchen liegt in der Möglichkeit, neben der hydraulisch günstigsten auch die ökonomisch beste Lösung zu erreichen /1/.

Die Modellversuche wurden in der Versuchsanstalt Karlshorst der FAS im Auftrag des VwB Projektierung Wasserwirtschaft Halle - Aussenstelle Dresden - in den Jahren 1965 - 1973 durchgeführt.

Das Projekt beinhaltete neben der Verlegung eines Flusses auf 10 km Länge zwei Wehranlagen, eine Tagebaurestlochflutung und die Durchströmung des Restloches (Abb. 1). Der Fluss hat im Verlegungsbereich ein Einzugsgebiet von ca. 5 500 km². Das höchste bekannte Hochwasser betrug HHQ = 1930 m³/s. Das Mittelwasser der langjährigen Reihe beträgt MQ = 62 m³/s. Als Berechnungshochwasser wurde BHQ = 2 400 m³/s ermittelt.

Infolge des grossen Umfanges wurde das Projekt in mehrere Teilprojekte gegliedert.

Die Modellversuche wurden für folgende Teilprojekte durchgeführt:

1. Teilvorhaben I - Auslauf
2. Auslaufwehr
3. Teilvorhaben II - Einlauf
4. Einlaufwehr
5. Teilvorhaben III - Restlochflutung

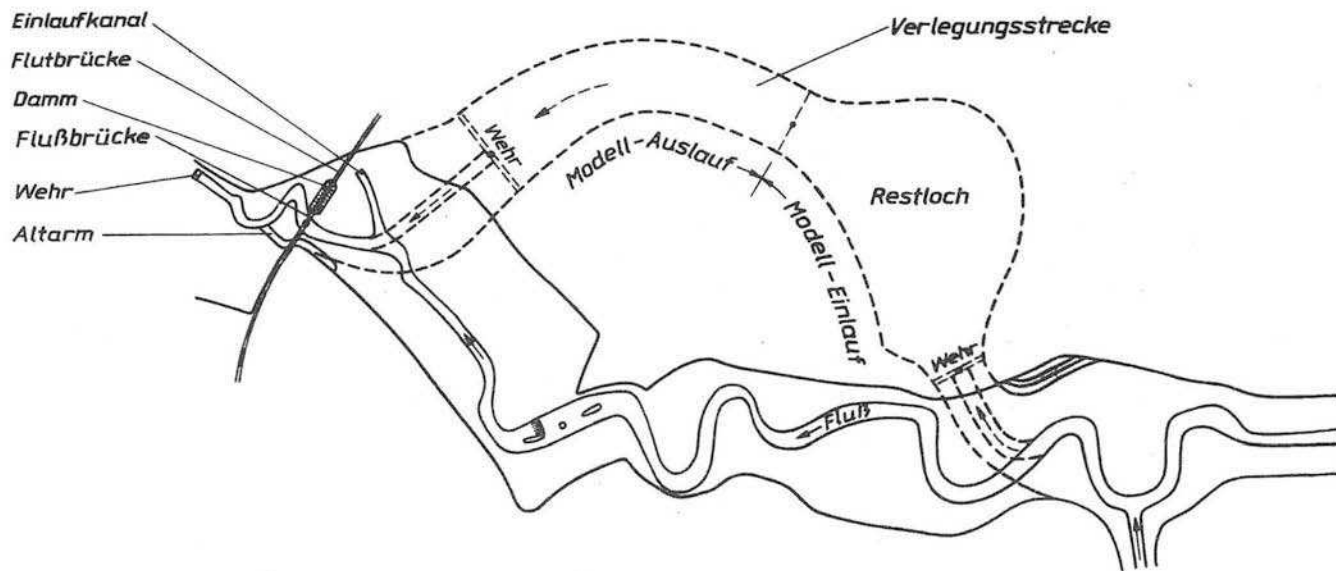


Abb.1 Übersichtsskizze

1. Teilvorhaben I - Auslauf -

Das Teilvorhaben I - Auslauf - umfasst die Verlegungsstrecke vom Restloch bis zum Wehr unterhalb der Flussbrücke (Abb. 1). Vom Restloch bis zum Auslaufwehr wird der Fluss in einem Trapezgerinne mit 340 m Sohlenbreite und Böschungsneigungen 1 : 10 geführt. Mit diesen Abmessungen wurden die Modellversuche durchgeführt. Bei der Weiterbearbeitung des Projektes ergaben sich neue Gesichtspunkte, die eine Verkleinerung des Querschnittes auf 250 m Sohlenbreite erforderten.

Das Auslaufwehr staut den Fluss bis einschliesslich des Restloches auf etwa 6,5 km Länge. Zur Regelung des Staues bis zu etwa 5 MQ erhält das Wehr in der Mitte eine Stauklappe mit $B = 21$ m und $H = 2,5$ m. Im Rahmen der Projektbearbeitung wurden später zwei Klappen mit je 11 m Länge angeordnet. Das neue Flussbett schliesst in Höhe des Einlaufkanals (siehe Abb. 1) wieder an das alte Flussbett an. Die Deichlinienführung ist jedoch um ca. 90° gedreht, so dass die Überführung nicht mehr nahezu senkrecht, sondern in einem spitzen Winkel angeströmt wird. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, musste besonders im Bereich des Altarmes mit grossen Strömungsangriffen gerechnet werden.

Das Wehr unterhalb der Flussbrücke hat nur für Abflüsse im MW-Bett Bedeutung.

1.1. Gesamtmodell

Die im Modell zu untersuchende Strecke betrug ca. 6 km. Auf Grund der vorhandenen Fläche in der Versuchsanstalt Karlshorst ergab sich der Modellmaßstab zu 1 : 125 der Natur für die Längen und 1 : 50 der Natur für die Höhen. Das Modell wurde spielbildlich aufgebaut (Abb. 2).

1.1.1. Ähnlichkeitsfragen

Das wesentliche Problem bei Modelluntersuchungen besteht darin, die im Modell gemessenen Werte zuverlässig auf die Grossausführung zu übertragen. In /2/ heisst es: "Die Modellversuche werden

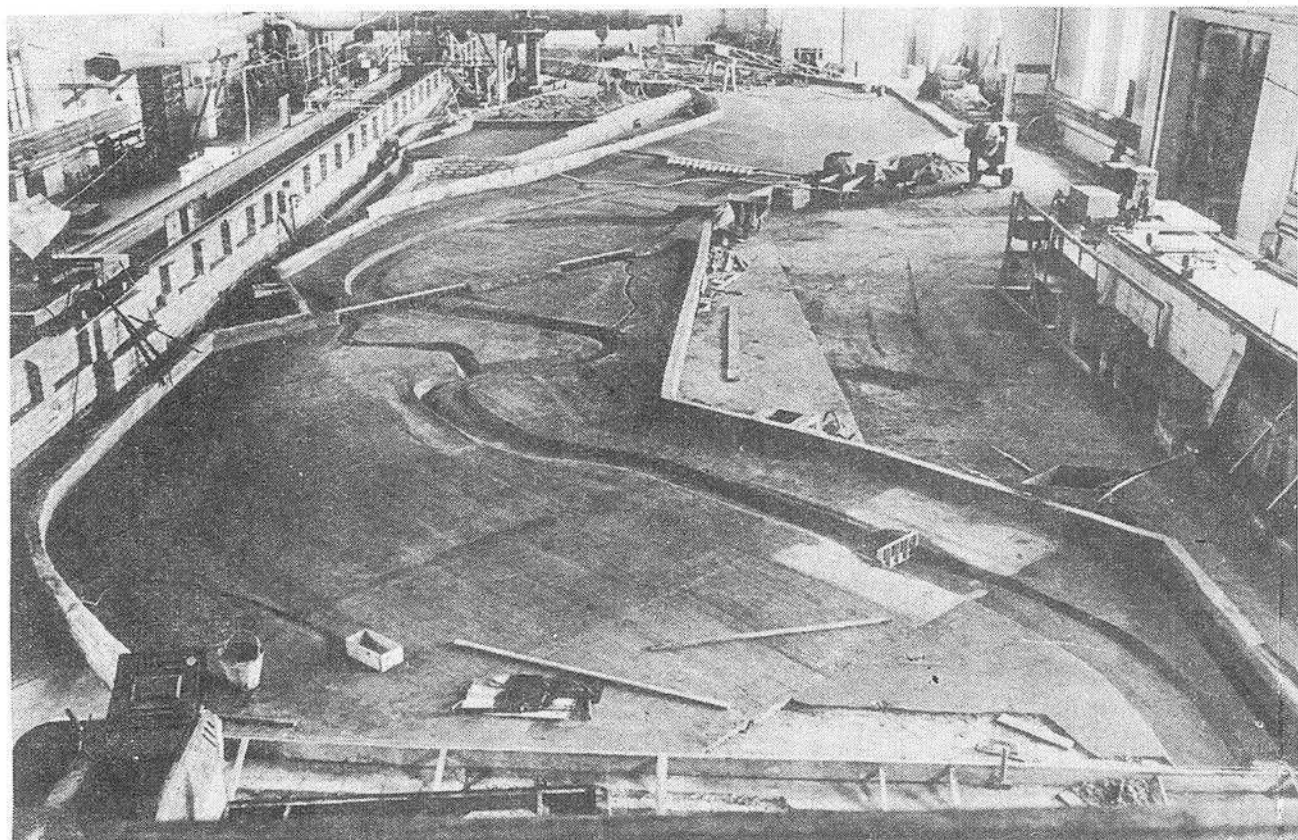


Abb. 2 Modell "Auslaufstrecke" kurz vor der Fertigstellung

auf der Grundlage der Ähnlichkeitsmechanik durchgeführt. Voraussetzung ist die geometrische Ähnlichkeit der Ränder sowie der vom Wasser umströmten Einbauten. Das Modell ist daher ein verkleinertes Abbild der Natur. Die geometrische Ähnlichkeit allein genügt jedoch nicht. Die Strömung muss auch dynamisch ähnlich sein. Das bedeutet, dass in ähnlich gelegenen Punkten von Modell und Natur die Kräfte im gleichen Verhältnis stehen, damit die Resultierende aller Kräfte und somit die Beschleunigung des Teilchens in beiden Fällen die gleiche Richtung hat. Sieht man von den Kappillarkräften ab, welche im wasserbaulichen Versuchswesen eine untergeordnete Rolle spielen und nur die Grenzwerte der Modellverkleinerung bestimmen, so müssen für die dynamische Ähnlichkeit die drei Kräfte - Schwere, Trägheit und Reibung - berücksichtigt werden".

Im vorliegenden Falle waren sowohl Schwer- und Trägheitskräfte (Wehr, Staauraum) als auch Reibungskräfte (Flußstrecke unterhalb des Wehres) zu berücksichtigen. Die Reibungskräfte treten allerdings nur geringfügig in Erscheinung, weil durch das Wehr unterhalb der Brücke und durch die Talüberführung selbst mit ihren zahlreichen Pfeilern und dem Damm die Flußstrecke ebenfalls mehr oder weniger im Staubereich liegt. Die Fließvorgänge im Modell sollen dem FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetz gehorchen, um die Messergebnisse einwandfrei auf die Natur übertragen zu können. Gemäss diesem Gesetz verlaufen alle Vorgänge im Modell und in der Natur dynamisch ähnlich, wenn in beiden Fällen die FROUDEsche Kennzahl $Fr = \frac{v^2}{g \cdot l}$ gleich ist. Wenn also für die Natur grosse und für das Modell kleine Buchstaben gesetzt werden, ist

$$\frac{v^2}{g \cdot l} = \frac{v^2}{g \cdot L} \quad (1)$$

L bzw. l sind charakteristische Bezugslängen.

Somit verhält sich

$$\frac{v^2}{v^2} = \frac{g \cdot l}{g \cdot L} \quad \text{und mit } L = m \cdot l \quad \text{wird}$$

$$\frac{v^2}{v'^2} = \frac{1}{m \cdot 1} = \frac{1}{m} \quad \text{oder}$$

$$v = \frac{V}{m^{1/2}} \quad (2)$$

wobei m das geometrische Maßstabsverhältnis bedeutet.

Wie schon erwähnt, wurde der Modellmaßstab für die Auslaufstrecke zu 1 : 125 der Natur (aus Platzgründen) gewählt. Dieser Maßstab ist für die darzustellenden Abflusstiefen zu klein. Aus der Forderung nach dynamischer Ähnlichkeit ergab sich, dass der Höhenmaßstab grösser gewählt werden musste. Vergleichsrechnungen führten zu einem Maßstab 1 : 50 für die Höhen. Die Wahl eines vom Längenmaßstab abweichenden Höhenmaßstabes hat u. a. auch eine Gefälleverzerrung (Gefälleverstärkung) zur Folge. Durch diese Gefälleverstärkung tritt die Frage der Rauigkeit im Flusslauf wieder in den Vordergrund. Die Abb. 3 zeigt die Rauigkeitswerte "k" entsprechend der CHEZYschen Gleichung $V = k \cdot \sqrt{R \cdot J}$ in Abhängigkeit vom KREYSchen Kennwert $V \cdot R$. Die Berechnungen wurden für Modell und Natur mit dem Regelprofil bis zum bordvollen Abfluss durchgeführt. Für das Modell wurden zwei Varianten - mit und ohne Gefälleverzerrung - durchgerechnet. Bei unverzerrtem Gefälle müsste das Modell gleiche Rauigkeitswerte wie in der Natur haben, d. h. das Modell müsste so glatt sein, dass es dem hydraulisch glatten Bereich nahe käme. Bei Verwendung von Beton kann diese Forderung bei einem Modellmaßstab 1 : 125 nicht erfüllt werden. Bei verzerrtem Gefälle liegen die Punkte für das Modell ebenso wie für die Natur an der Kurve "Kanäle aus feinem Sand ohne seitliche Einbauten". Die Rauigkeitsbeiwerte k liegen im Modell bei $k = 30 - 35$ gegenüber $k = 45 - 50$ in der Natur. Wie aus der Darstellung Abb. 3 weiter zu entnehmen ist, liegen die Punkte für das Modell im Übergangsbereich bzw. im turbulenten Bereich. Die Forderung nach dynamischer Ähnlichkeit wird also erfüllt. Auf Grund dieser Berechnungen wurde das Modell im Maßstab 1 : 125 der Längen und 1 : 50 der Höhen aufgebaut.

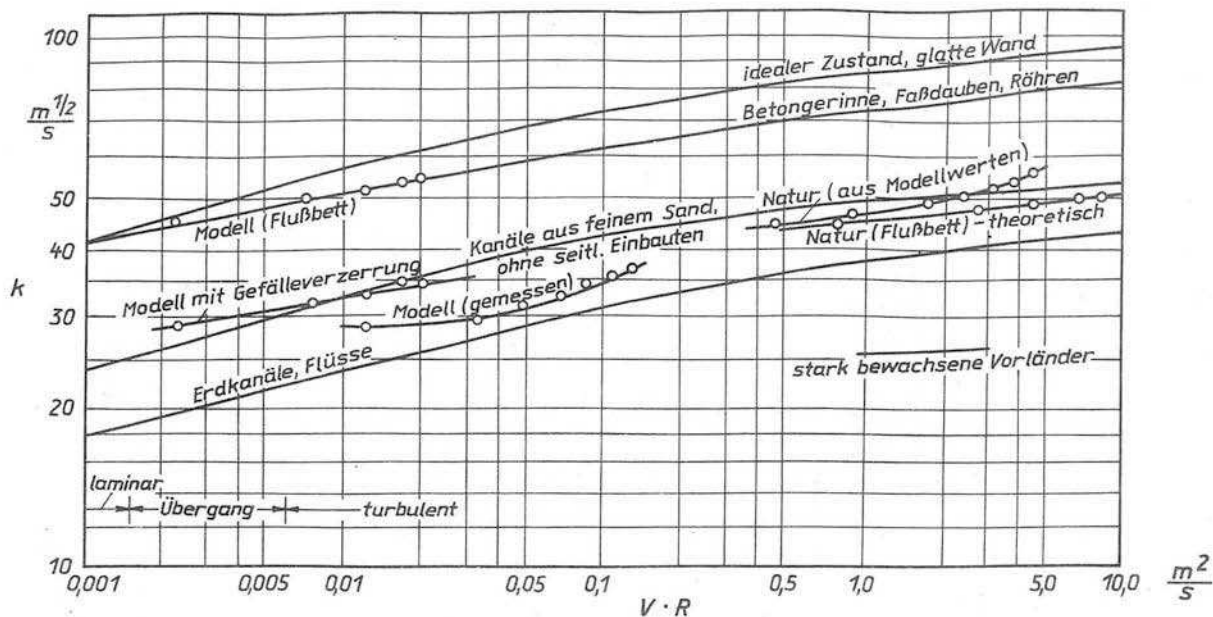


Abb.3 Rauigkeitsbeiwerte k in Beziehung zum KREYSchen Kennwert $V \cdot R$

Das Modellsohlengefälle unterhalb des Wehres ergab sich zu $i = \frac{125}{50} \cdot 0,3 \text{ ‰} = 0,75 \text{ ‰}$.

Nach Fertigstellung des Modells wurden diese theoretischen Berechnungen überprüft. Es wurde der Querschnitt 150 m oberhalb der Überführung (Standort des Pegels) gewählt. Das Wasserspiegelgefälle ergab sich aus der Differenz der Pegelaufzeichnungen zwischen den eingebauten Pegeln zu $= 0,145 \text{ ‰}$ gegenüber einem Sohlengefälle von $i = 0,3 \text{ ‰}$ (Werte beziehen sich auf die Natur). Die berechnete Abflusskurve bis $Q = 420 \text{ m}^3/\text{s}$ = bordvoller Abfluss am Pegel zeigt die Abb. 4. Der Berechnung wurden die gemessenen Abflüsse und Abflusstiefen zugrunde gelegt. Die Abb. 5 a und 5 b zeigen die Tabellen für die Abflussberechnung. Die ermittelten k- und V . R-Werte sind in Abb. 3 eingetragen. Die Übereinstimmung mit den theoretisch ermittelten Kurven ist sehr gut. Die V . R-Werte des Modells sind etwas grösser als die berechneten, so dass die Kurve weiter in den turbulenten Bereich gewandert ist. Die Forderung der dynamischen Ähnlichkeit konnte somit als erfüllt betrachtet werden.

1.1.2. Modellaufbau und Messtechnik

1.1.2.1. Modellaufbau

Die Modellumrandung folgte in grossen Zügen der vorgesehenen Deichlinienführung. Die Querprofile wurden aus Holz hergestellt und in entsprechender Lage innerhalb der Modellumrandung eingebaut. Dann wurde das Modell in Sand der Natur nachgebildet und mit einer 2 cm dicken Betonschicht abgedeckt, wie es auf Abb. 2 kurz vor der Fertigstellung des Modells zu sehen ist. Weitere Einzelheiten des Modells vermitteln die Abb. 6 - Auslaufwehr und die Abb. 7 - Überführung vom Unterwasser aus gesehen - .

Wie aus den Abbildungen zu ersehen ist, wurde keine zusätzliche Rauigkeit auf die Modellfläche aufgebracht. Durch eine sorgfältige, bis ins Detail getreue, Nachbildung der Naturverhältnisse und durch den nicht geglätteten Beton war es möglich, gute naturähnliche Abflussbedingungen zu schaffen.

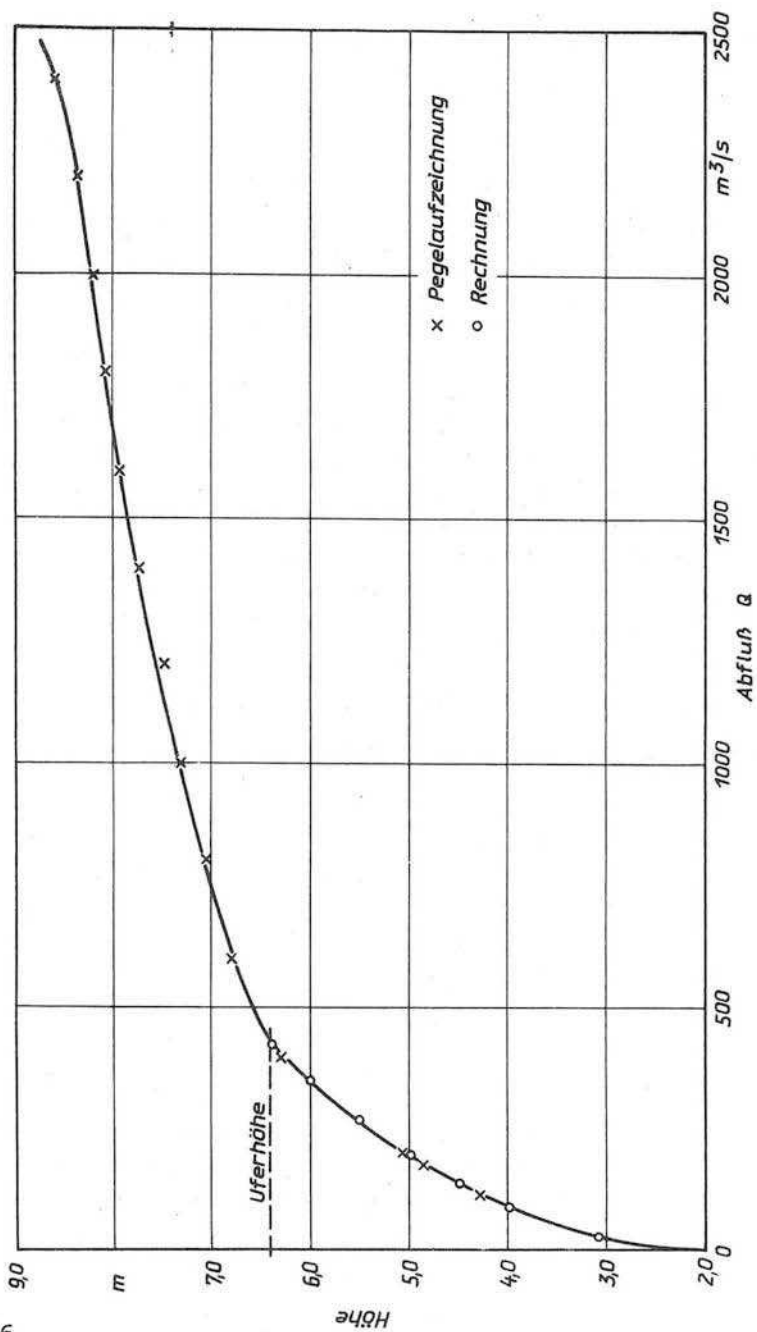
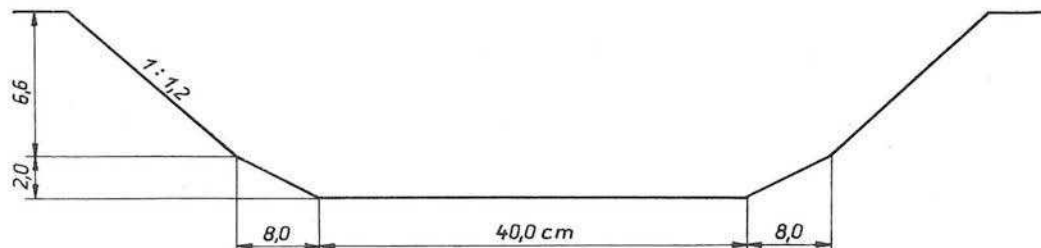


Abb. 4 Abfluß am Pegel



Höhe m	t cm	f m ²	u m	r m	$r^{1/2}$ m ^{1/2}	$\sqrt{r \cdot i}$ m ^{1/2}	v m/s	q m ³ /s	k m ^{1/2} /s	$v \cdot r$ m ² /s
3,1	2,0	0,0096	0,56	0,0171	0,131	0,00249	0,07	0,00068	28,1	0,0119
4,0	3,8	0,0201	0,616	0,0326	0,181	0,00344	0,101	0,00204	29,4	0,0329
4,5	4,8	0,0262	0,647	0,0405	0,201	0,00382	0,121	0,00318	31,6	0,049
5,0	5,8	0,0328	0,678	0,0484	0,22	0,00418	0,138	0,00454	33,0	0,0666
5,5	6,8	0,0392	0,71	0,0552	0,236	0,00449	0,156	0,00611	34,7	0,0862
6,0	7,8	0,0461	0,741	0,0621	0,25	0,00475	0,171	0,00799	36,0	0,106
6,4	8,6	0,0519	0,772	0,0672	0,26	0,00494	0,184	0,0095	37,2	0,124

Abb. 5a Hydraulische Berechnung, Modell

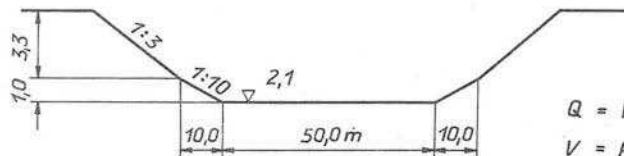
Brückenstau:

$$i_{\text{soll}} = 0,3 \text{ ‰} = 0,0003$$

$$\Delta h_{\text{soll}} = 0,0003 \cdot 1242 = 0,3726$$

$$\Delta h_{\text{ist}} = \frac{0,18}{}$$

$$\Delta h_{\text{Stau}} = 0,1926 \text{ m}$$



$$Q = V \cdot F$$

$$V = k \sqrt{R \cdot i}$$

$$i = \frac{0,18}{1242} = \frac{1}{6900} = 0,000145$$

$$i^{1/2} = 0,012$$

Höhe m	T m	F m ²	U m	R m	R ^{1/2} m ^{1/2}	$\sqrt{R \cdot i}$ m ^{1/2}	V m/s	Q m ³ /s	K m ^{1/2} /s	V · R m ² /s
3,1	1,0	60,0	70,0	0,858	0,925	0,0111	0,50	30	45,0	0,461
4,0	1,9	125,4	75,7	1,66	1,29	0,0155	0,717	90	46,4	0,925
4,5	2,4	163,9	78,8	2,08	1,44	0,0173	0,855	140	49,5	1,78
5,0	2,9	204,8	82,0	2,50	1,58	0,019	0,975	200	51,4	2,44
5,5	3,4	245,3	85,2	2,88	1,7	0,0204	1,10	270	54,0	3,17
6,9	3,9	288,2	88,4	3,26	1,81	0,0217	1,21	350	55,7	3,94
6,4	4,3	324,0	91,0	3,56	1,89	0,0227	1,30	420	57,3	4,62

Abb. 5b Hydraulische Berechnung, Natur

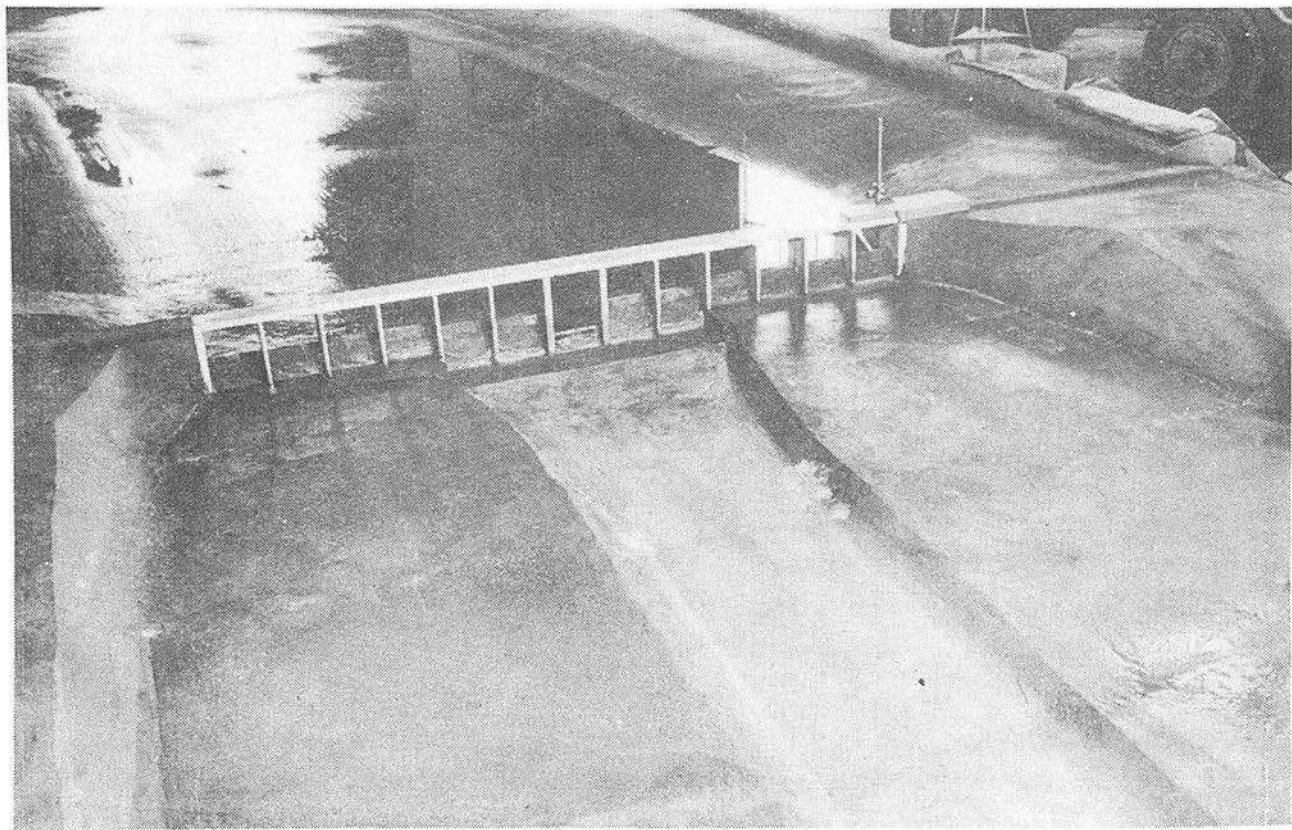




Abb. 7 Blick gegen die Talüberführung von UW

1.1.2.2. Messtechnik

1.1.2.2.1. Abflussmessungen

Für die Abflussmessungen wurde ein 0,80 m breiter Eichkasten mit scharfkantigem Überfallwehr verwendet. Der Eichkasten war mit einer Automatik ausgerüstet. Dem Eichkasten wird eine konstante, dem maximalen Abfluss im Modell entsprechende Wassermenge zugeführt. Über eine Klappe, an der dem Messwehr entgegengesetzten Seite des Eichkastens, wird das überschüssige Wasser wieder abgeführt. Die Automatik steuert mittels eines Schwimmers über Kontakte die Klappe und sorgte für jeweils konstante Abflüsse im Modell. Die Versuche wurden mit 6 Abflüssen durchgeführt:

- | | |
|---|--|
| 1. $q = 3,85 \text{ l/s} \hat{=} 170 \text{ m}^3/\text{s}$ | $Q = q \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{n}$ |
| 2. $q = 9,9 \text{ l/s} \hat{=} 436 \text{ m}^3/\text{s}$ | $m = 125$ |
| 3. $q = 22,7 \text{ l/s} \hat{=} 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ | $n = 50$ |
| 4. $q = 34,0 \text{ l/s} \hat{=} 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ | $Q = q \cdot 44187,5 \text{ (l/s)}$ |
| 5. $q = 45,4 \text{ l/s} \hat{=} 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ | |
| 6. $q = 54,3 \text{ l/s} \hat{=} 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ | |

Die Automatik wird durch eine Kurvenscheibe auf den jeweiligen Abfluss eingestellt. Die Abb. 8 zeigt die Automatik mit Kurvenscheibe und Schwimmer für die Feinregulierung. Der Schwimmer steuert die Überfallhöhe über das Messwehr ein und regelt von Fall zu Fall nach, so dass Druckschwankungen von der Pumpe und vom Hochbehälter den Abfluss nicht verändern können. Die Kurvenscheibe kann auch zeitlich gesteuert werden, so dass die Wasserstandsdauer automatisch geregelt werden kann, wie es z. B. bei Geschiebemodellen erforderlich ist.

1.1.2.2.2. Wasserstandsmessungen

Die Wasserstände wurden an ortsfesten Pegelstationen (Meßstellen M_1 bis M_5) mittels Schwimmer in Pegelschächten gemessen. Die Schwimmerpegel geben jede Wasserspiegelhöhenänderung über elektrische Geber zu elektrischen Empfängern (Drehmelder). Geber und Empfänger laufen synchron. Die Empfänger sind mit Schreibfedern verbunden, die die Wasserspiegelveränderungen auf eine

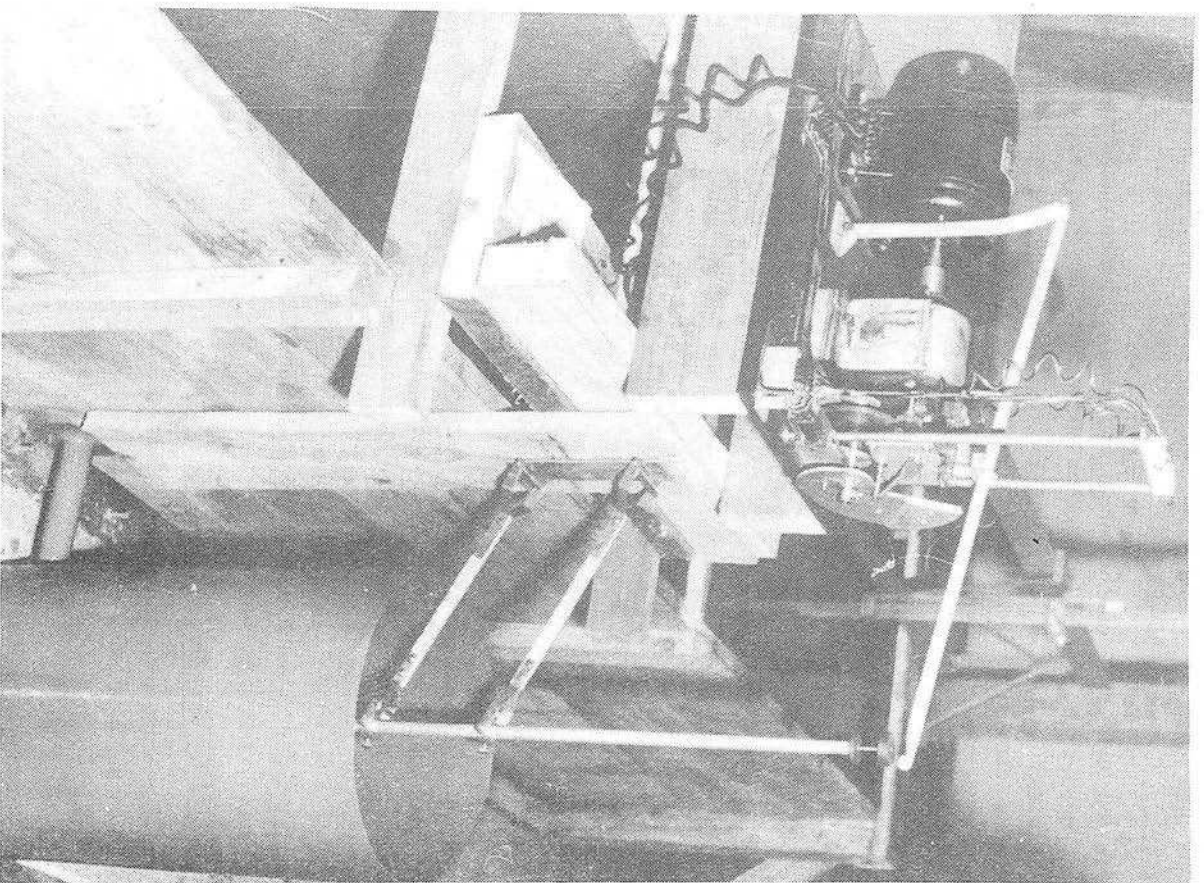


Abb. 8 Wassermengenautomatik

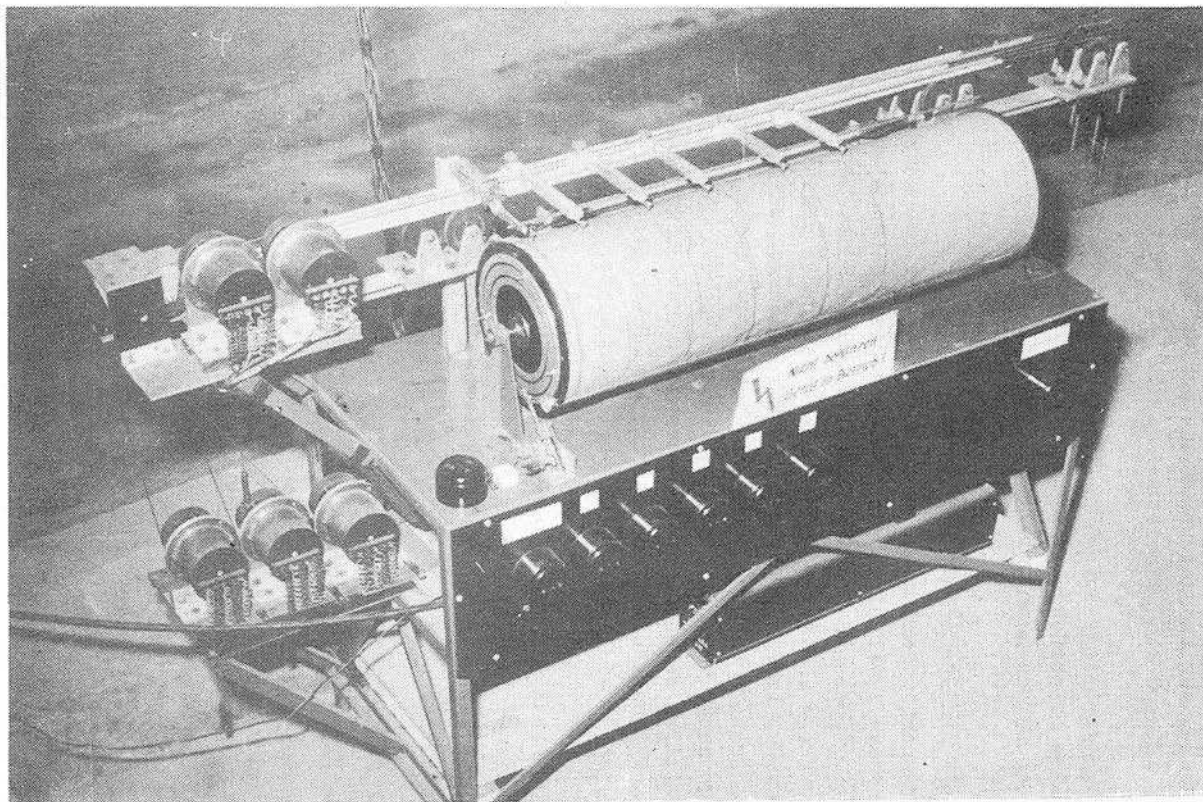


Abb. 9 Schreibtrommel mit Registrierbogen

mit einem Registrierbogen versehene Schreibtrommel übertragen. Die Abb. 9 zeigt die Schreibtrommel mit Registrierbogen.

Für die Wasserspiegelaufnahmen längs der Überführung wurde eine 9,0 m lange Messbrücke mit Spitzentaster benutzt. Ausserdem wurden an den Wehren noch ortsfeste Spitzentaster angeordnet.

1.1.2.2.3. Geschwindigkeitsmessungen

Eine der wichtigsten Untersuchungsmethoden ist die Messung der Geschwindigkeitsverteilung in verschiedenen Querschnitten. Die im Modell gemessenen Geschwindigkeiten wurden mittels der Beziehung $V = v \cdot \sqrt{n}$ (n = Höhenmaßstabsfaktor) unmittelbar auf die Grossausführung übertragen. Es wurde dadurch schnell erkannt, ob eine günstige oder weniger günstige Lösung vorlag. Durch die sofortige Auswertung der Messungen war z. B. bei den Varianten II und VIII zu sehen, dass die Geschwindigkeiten unzulässig gross werden bzw. eine Verbesserung gegenüber der früheren Variante nicht erzielt wurde. Die Untersuchungen konnten abgebrochen und somit Zeit eingespart werden. Für die Geschwindigkeitsmessungen wurde der Mikroflügel Typ I (System Blau/Krause) verwendet. Dieser Flügel liefert ab $v = 0,9 \text{ cm/s}$ einwandfreie Impulse, so dass die Geschwindigkeiten ab $0,9 \cdot \sqrt{50} = 6,3 \text{ cm/s}$ (Natur) gemessen werden konnten /3, 4/.

1.1.3. Modellversuche

1.1.3.1. Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm wurde gemeinsam mit dem Projektanten erarbeitet und von Fall zu Fall ergänzt. Das Modell wurde zunächst in der vom Projektanten vorgesehenen Form aufgebaut und mit Variante I bezeichnet. Nach Untersuchung der Variante I wurde das Programm für die Varianten II bis V und danach für die Varianten VI bis X bzw. XII festgelegt. Das gesamte Versuchsprogramm sah folgendermassen aus:

Variante I = Projekt

Variante II = Durchstich zum Altarm

Variante III = Flussbett auf die linke Vorlandseite verlegt

- Variante IV = Leitdeich bis zum Überführungsdamm
- Variante V = Deichknick auf dem linken Vorland
- Variante VI = Flussbett durch Flutbrücke gelegt
- Variante VII = Leitdämme vor dem Überführungsdamm
- Variante VIII = wie vor mit 4 Wehröffnungen
- Variante IX = wie I und VII und 5 Wehröffnungen
- Variante X = wie vor mit 13 Wehröffnungen
- Variante XI = ähnlich wie III mit Leitdämmen vor dem Überführungsdamm
- Variante XII = wie vor mit 5 Wehröffnungen

Die hier gegebenen Erläuterungen zu den einzelnen Varianten heben nur die wesentlichsten Merkmale hervor. Neben den Flussbettverlegungen ergaben sich noch Umbauten am Tosbecken und am Einlaufkanal. Die Anzahl der untersuchten Varianten lässt einerseits erkennen, wie schwierig das Problem war, und andererseits, welche Möglichkeiten ein Modellversuch bietet, um zu einer wirklich ökonomischen Lösung zu kommen. Wie aus dem Versuchsprogramm hervorgeht, wurde nicht nur die Lage des Flussbettes, sondern auch die Anzahl der Wehrfelder variiert.

1.1.3.2. Durchführung der Versuche

Es werden hier nur die wesentlichsten Ergebnisse der Versuche herausgestellt, ohne die einzelnen Varianten ausführlich zu erläutern. Die vom Projektanten befürchtete ungünstige Anströmung der Talüberführung zeigte sich im Versuch deutlich. Infolge der scharfen Krümmung auf der linken Seite (vergl. Bild 1) wird der Abfluss in Richtung Altarm beschleunigt. Durch die schräge Anströmung der Brückenpfeiler wird der Pfeilerstau noch verstärkt. Auf dem Vorland zwischen Fluss und Altarm wurden oberhalb der Brücke Geschwindigkeiten bis zu $V = 3,20 \text{ m/s}$ (Natur) gemessen, unterhalb der Brücke lagen die Grösstgeschwindigkeiten im Altarm und betrugen bis zu $V = 4,5 \text{ m/s}$ (Natur).

An der Brücke wurden Wasserspiegeldifferenzen zwischen Ober- und Unterwasser von $H = 1,10 \text{ m}$ bei $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ und von $H = 1,6 \text{ m}$ bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen. Die Abb. 10 zeigt den Aufstau an der Brücke bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Strömungsverhält-

nisse an der Talüberführung bei $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ zeigt die Abb. 11. Es ist deutlich die Querströmung zu erkennen.

Zur Verbesserung der Strömungsverhältnisse wurde der Flusslauf auf das rechte Vorland verlegt und ein Durchstich zum Altarm angelegt (Variante III). Die Abb. 12 zeigt diesen Bauzustand.

Mit dieser Variante sollte eine bessere Abflussverteilung über die Vorländer und auf die Fluss- und Flutbrücke erreicht werden. Die Querströmungen vor dem Überführungsdamm konnten durch diese Massnahmen nicht beseitigt werden, wie die Abb. 13 zeigt. Die Anströmung der Flutbrücke verbesserte sich zwar erheblich, so stieg V_m von $1,03 \text{ m/s}$ auf $1,48 \text{ m/s}$, aber an der Flussbrücke blieben die Verhältnisse unbefriedigend.

Eine weitere Massnahme zur Verbesserung der Strömungsverhältnisse war der Einbau eines Leitdeiches (Variante V), wie sie die Abb. 14 zeigt. Der hier quer zur Hauptströmung liegende Teil des Deiches wirkte wie eine Bühne. Das in diesem Bereich aufgestaute Wasser drückt gegen den Abfluss und lenkt die Strömung gegen die Flutbrücke. Der Überführungsdamm wird teilweise senkrecht angeströmt. Oberhalb der Flussbrücke wurde bei $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_m = 1,63 \text{ m/s}$, vor der Flutbrücke $V_m = 1,71 \text{ m/s}$ und im Altarm $V_m = 1,90 \text{ m/s}$ ermittelt. Parallel zum Überführungsdamm wurde maximal $V = 3,40 \text{ m/s}$ Strömungsgeschwindigkeit gemessen. Unterhalb der Brücke lagen die Geschwindigkeiten zwischen $V = 3,10$ und $V = 3,25 \text{ m/s}$. Diese Variante brachte aus ökonomischer und hydraulischer Sicht bezüglich der Anströmung der Fluss- und Flutbrücke das bisher günstigste Ergebnis. Die Nachteile dieser Variante waren in der ungewöhnlichen Linienführung des Deiches und der einseitigen Anordnung des Flussbettes begründet. Die Bedingungen für eine Eisabfuhr waren nicht gut. Die weiteren Untersuchungen brachten z. T. recht gute Ergebnisse, die jedoch alle die starke Querströmung vor dem Überführungsdamm nicht verhindern konnten.

So wurde auf eine Lösung hingezielt, die eine unmittelbare Anströmung des Überführungsdammes ausschloss. Diese Lösung zeigt die Abb. 15. Es wurde wieder die ursprüngliche Lage des Flussbettes (Variante I) hergestellt. Oberhalb der Flussbrücke wurde

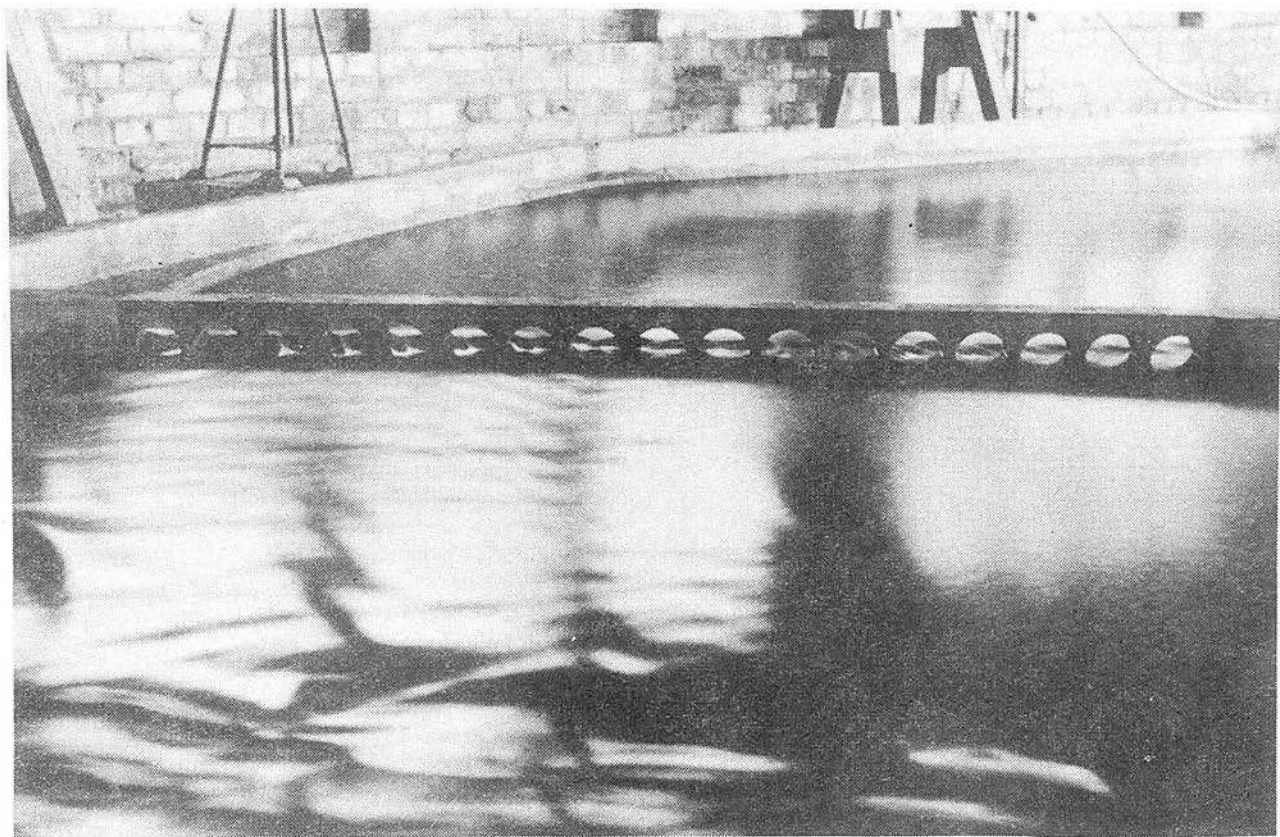




Abb. 11 Strömungsbild - Variante I -

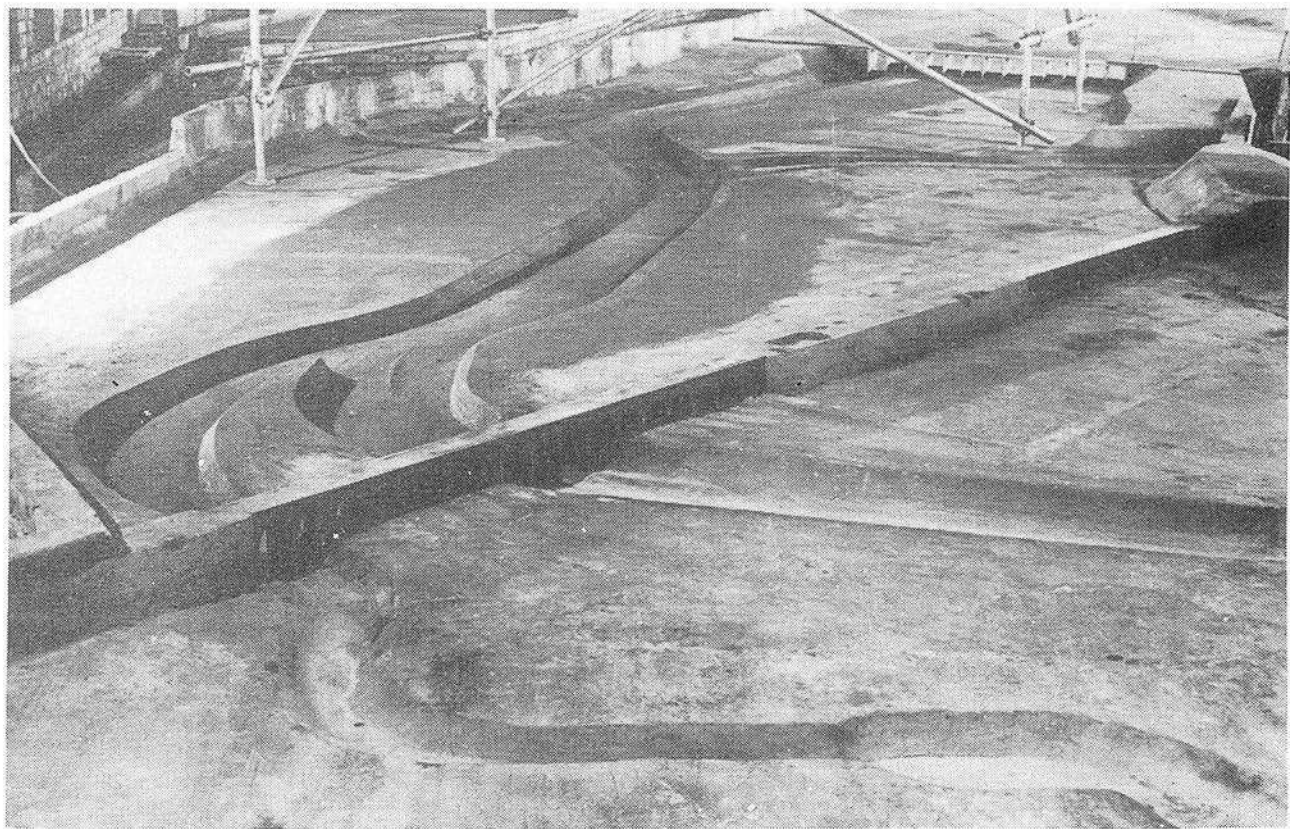




Abb. 13 Strömungsverhältnisse - Variante III -



das Flussbett erweitert (siehe Abb. 15). Diese Flussbetteerweiterung stellte sich als entscheidender Faktor für eine günstige Anströmung der Flussbrücke heraus. Die Form des Leitdeiches, wie ihn die Abb. 17 zeigt, wurde im 3. Versuch gefunden. Die Anströmung des Leitdeiches erfolgte senkrecht, so dass an der Spitze keine Ablösungserscheinungen mehr auftraten und auch die Wellenbildung sehr gering war. Die Ausbildung der Leitdeichspitze erfolgt nach dem im Schiffbau sich ausserordentlich gut bewährendem Prinzip des Wulstbuges. Die Leitdeichspitze wurde mit senkrechten Wänden (Erdmassen zwischen Spundwänden bzw. zwischen Betonmauern) vorgeschlagen. Die Spitze wurde so abgeflacht, dass eine rd. 0,5 m breite Fläche gegen die Strömung gerichtet ist. Am Fusse der senkrechten Wände (Spundwände bzw. Betonwände) sind Steinschüttungen mit $d = 150$ bis 200 mm vorgeschlagen worden. Die Ausbildung des Leitdeiches zeigt die Abb. 17. Um die Wulstwirkung zu erreichen, läuft die Böschung $1 : 3$ an der Spitze nicht bis zur Geländehöhe aus, sondern endet etwa $0,3$ m über Gelände, um dann senkrecht auf dem Vorland aufzusetzen. Die An- bzw. Umströmung des Leitdeiches kann als sehr gut bezeichnet werden.

Die Abb. 18 zeigt die Leitdeichspitze bei $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Anströmung der Talüberführung zeigt die Abb. 19. Die Stromfäden lösen sich nicht vom Leitdeich, so dass die Brückenöffnungen jetzt gleichmässig beaufschlagt werden. Die Abb. 19 lässt auch gut die Krümmung der Stromfäden auf dem linken Vorland (im Bild rechts) erkennen. Die Brücke wird dadurch fast senkrecht angeströmt. Hier zeigt sich die gute Wirkung der Flussbetteerweiterung auf der linken Seite (im Bild rechts). Die grössere Strömungsgeschwindigkeit im Flussbett zieht den Abfluss vom Vorland in das Flussbett hinein und erzwingt dadurch die oben beschriebene Krümmung der Stromfäden senkrecht zur Brücke. Der Brückenschau im Bereich des Flussbettes ist sehr gering und wurde bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ zu $H = 0,23$ m und im Altarm zu $H = 0,63$ gemessen.

Bei der Variante I betrug die Spiegeldifferenz im Altarm $H = 1,60$ m, also eine bedeutende Verbesserung.

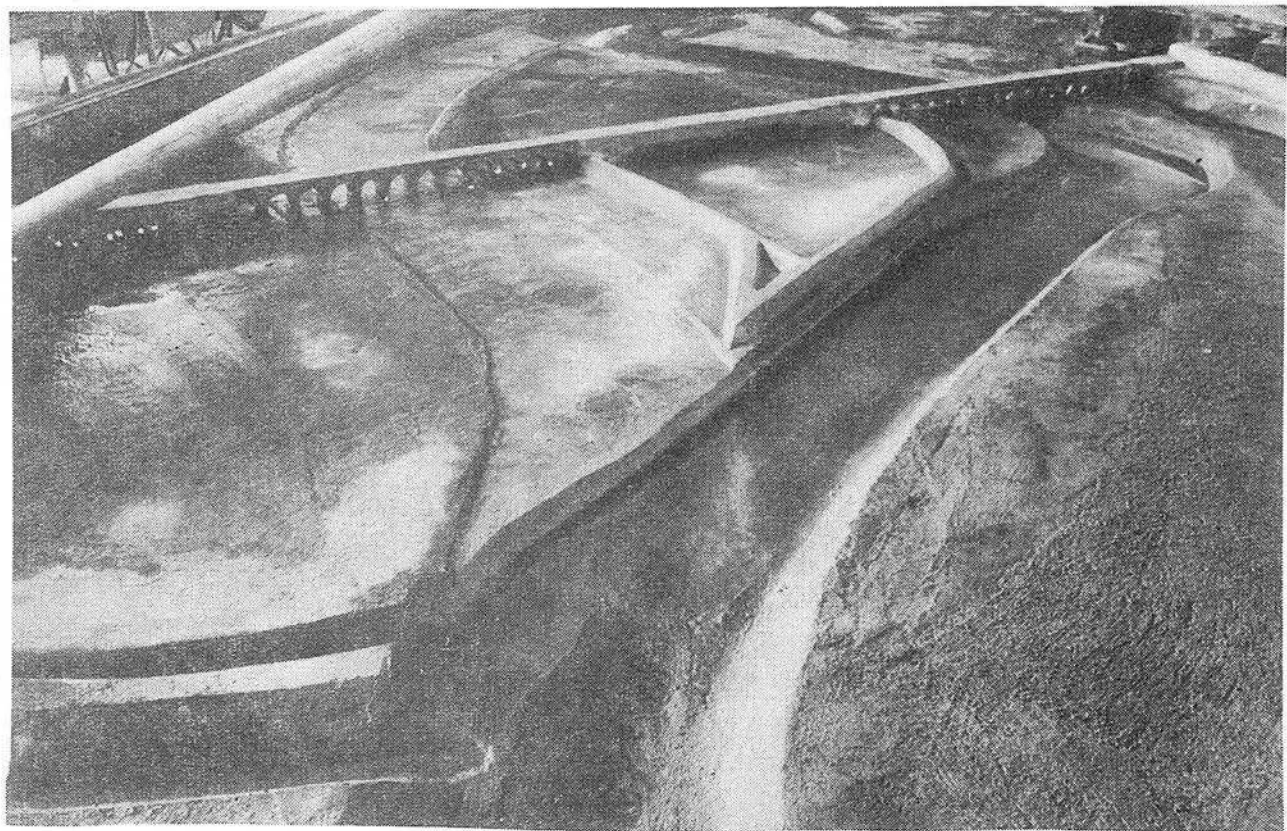




Abb. 16 Strömungsverhältnisse - Variante XI -



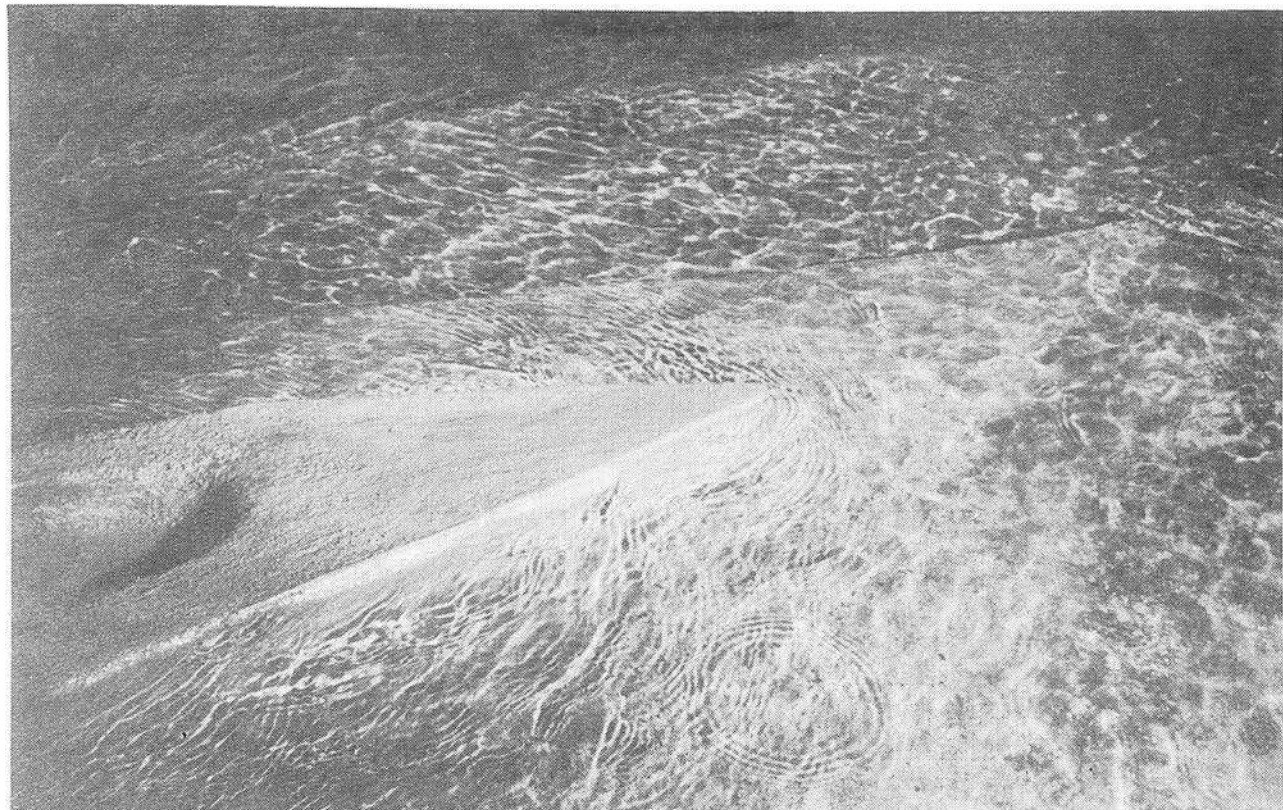
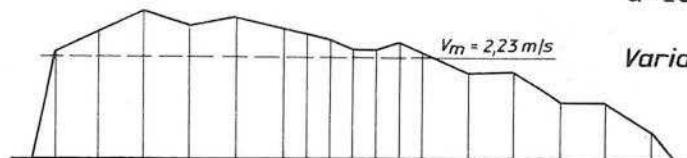


Abb. 18 Anströmung der Leitdeichspitze

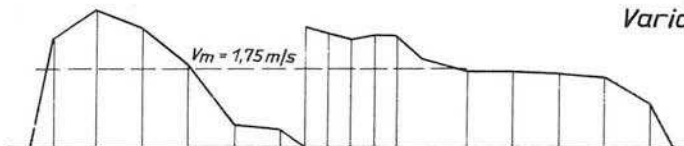
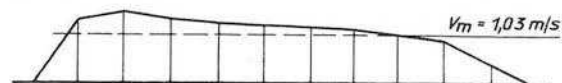


Flußbrücke

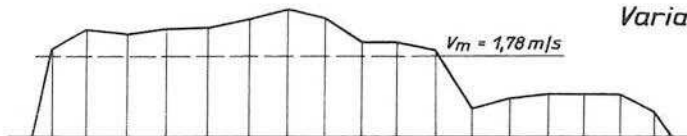
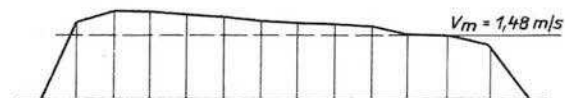
$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

Flutbrücke

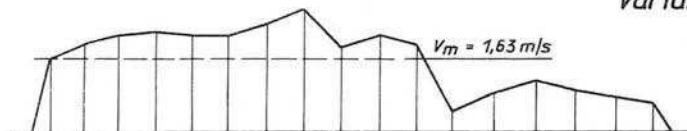
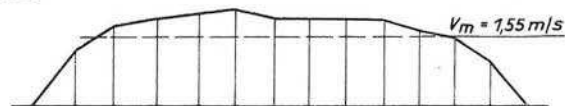
Variante I



Variante III



Variante IV



Variante V

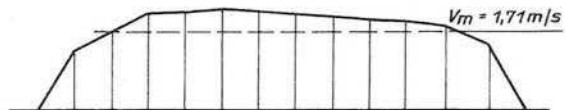
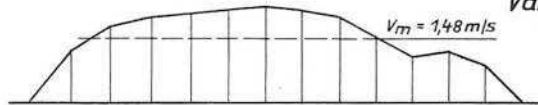


Abb. 20a Geschwindigkeitsprofile vor der Fluß- und Flutbrücke

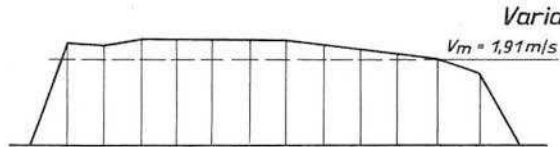
Flußbrücke

$$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$$

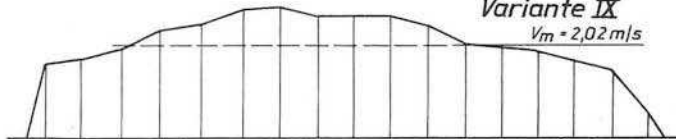
Variante VI



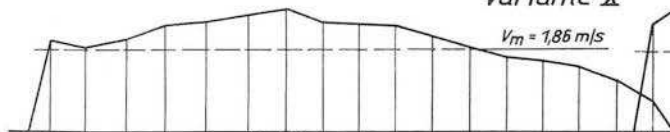
Variante VII



Variante IX

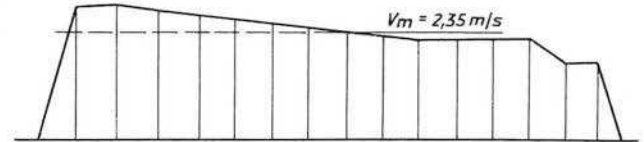


Variante X

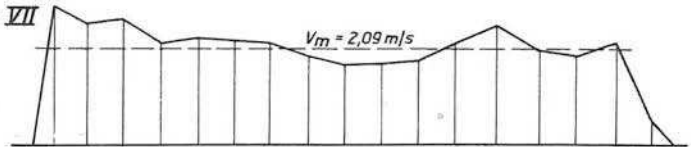


Flutbrücke

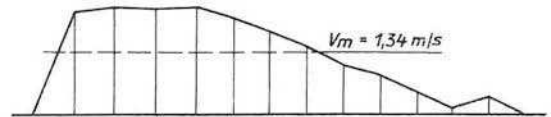
$$V_m = 2,35 \text{ m/s}$$



$$V_m = 2,09 \text{ m/s}$$



$$V_m = 1,34 \text{ m/s}$$



$$V_m = 1,72 \text{ m/s}$$

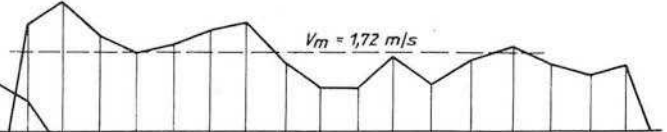


Abb. 20b Geschwindigkeitsprofile vor der Fluß- und Flutbrücke

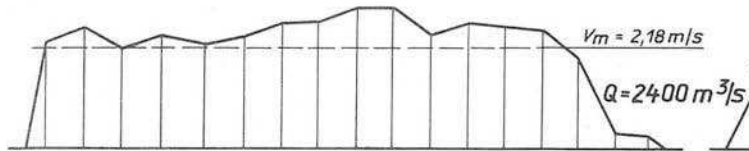
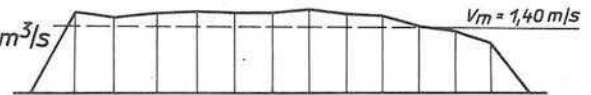
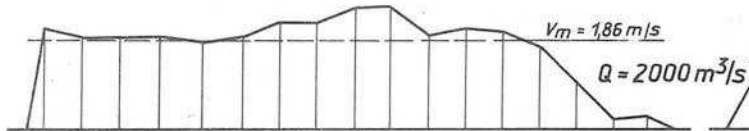
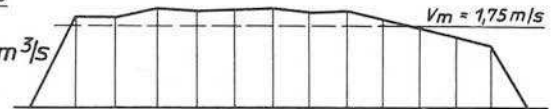
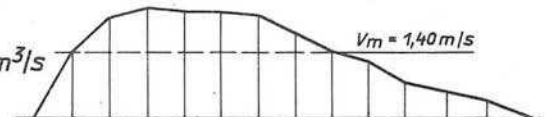
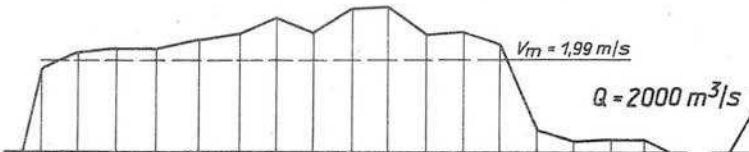
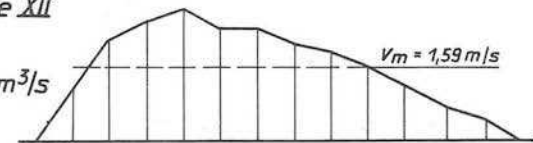
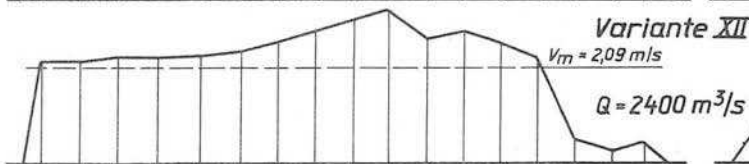
FlußbrückeVariante XIFlutbrückeVariante XII

Abb. 20c Geschwindigkeitsprofile vor der Fluß- und Flutbrücke

1.1.3.3. Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausführungsvorschlag

Das Projekt "Flussverlegung" - Auslaufstrecke - wurde in zwölf Varianten untersucht. Die Vielzahl der Varianten zeigt, dass die Möglichkeiten der Modelluntersuchung so weit wie möglich ausgeschöpft wurden, um viele Fragen zu beantworten. Es ist aber auch daraus zu ersehen, wie schwierig das Problem war, um zu einer befriedigenden und dauerhaften Lösung zu kommen. Durch die Wehranlage wurde ein Stauraum geschaffen, der nunmehr den Ausgangspunkt einer neuen Flusslaufentwicklung bildet. Durch die Staustufe erhält der Abfluss eine zusätzliche Energie. Diese Energie - am Überfall potentielle und hinter dem Tosbecken kinetische - kann durch das Tosbecken bis zu 90 % umgewandelt werden. Der verbleibende Energieüberschuss wird sich besonders bei Hochwasser bemerkbar machen. Die natürliche Fließbewegung wird sich frühestens unterhalb der Talüberführung wieder einstellen. Man kann daher den Bereich zwischen Wehr und Brücke als Übergangsstrecke zum natürlichen Flusslauf bezeichnen, d. h. in dieser Strecke herrschen andere Bedingungen als im vorhandenen natürlichen Flusslauf. Unter diesem Gesichtspunkt sind die Ergebnisse zu betrachten.

Als Kriterium für eine brauchbare Lösung wurde die Geschwindigkeitsverteilung oberhalb der Talüberführung gewählt. Dieser Querschnitt erschien besonders geeignet, weil hier einmal das Ende der Übergangsstrecke sein soll (Anschluss an das vorhandene Flussbett) und weil die Grösse der Anströmungsgeschwindigkeit absolut für die Standsicherheit des Brückenbauwerkes als zusätzliches Kriterium gelten musste (Minimalforderung).

Die Abb. 20 a bis 20 c zeigen die Geschwindigkeitsprofile der Varianten I bis XII - mit Ausnahme von II und VIII - für $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ vor der Flussbrücke und der Flutbrücke. Die Geschwindigkeitsprofile wurden ausplanimetriert und V_m errechnet.

Anhand dieser Zusammenstellungen kann man sich schon einen Überblick über die Strömungs- und Geschwindigkeitsverhältnisse verschaffen. Um einen Zusammenhang zwischen Aufwand und Ergebnis zu

erhalten, wurde eine graphische Darstellung gewählt, wie sie die Abb. 21 zeigt.

Zu der Graphik "Erbewegung unterhalb des Wehres" bedarf es einer kurzen Erläuterung.

Wie ersichtlich wurde die Variante I gleich 100 % gesetzt. Für die Variante I wurde ermittelt:

Aushub für das Regelprofil 1500 m	: 501000 m ³
Aushub für die Verlegung des Einlaufkanals	: 12000 m ³
Verfüllung des alten Flussbettes	: 189000 m ³
	<hr/>
Erbewegung	: 702000 m ³

In ähnlicher Weise wurden für alle Varianten - ausgenommen die Variante II und VIII - die erforderlichen Erdbewegungen errechnet und prozentual zu Variante I ins Verhältnis gesetzt. Für die Varianten IX und XII wurde als äquivalent für die eingesparten Wehrfelder eine verringerte Erdbewegung auf den beiden Vorländern unterhalb des Wehres von insgesamt 117500 m³ in Rechnung gestellt. Diese Vergleichsrechnung kann nur ein grober Anhalt sein, da die angewendeten Arbeitsmethoden, die Technologie der Baudurchführung usw. eine ausschlaggebende Rolle spielen, die hier nicht berücksichtigt werden können. So ist z. B. die Frage der unterzubringenden Aushubmassen in Verbindung mit der Verfüllung des alten Flussbettes und der Herstellung des Leitdeiches zu beantworten. Die graphische Darstellung gibt zumindest Aufschluss über den Umfang der Arbeiten im Verhältnis zu Variante I.

Aus der Darstellung auf Bild 22 kann unmittelbar abgelesen werden:

1. Erdbewegung in % zu Variante I
2. V_m und V_{max} vor der Flutbrücke
3. V_m und V_{max} vor der Flussbrücke

Ob eine gleichmässige oder ungleichmässige Geschwindigkeitsverteilung vorliegt, kann man leicht an der Differenz zwischen V_m und V_{max} erkennen. Je grösser die Differenz, umso ungleich-

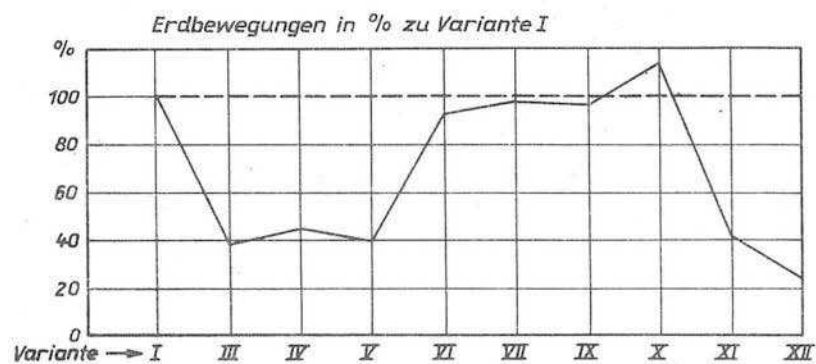
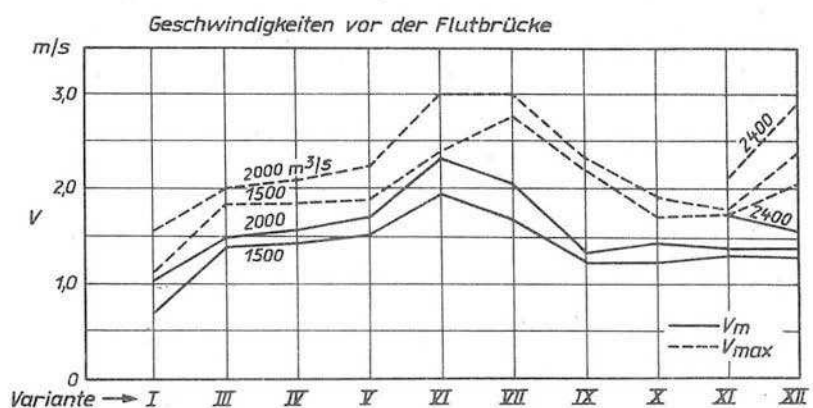
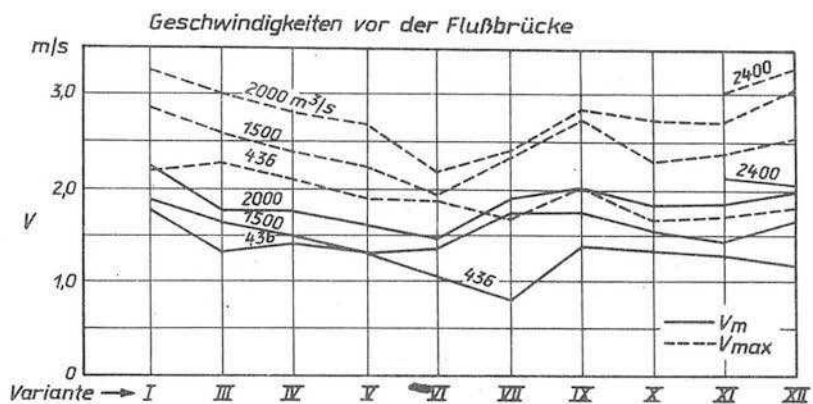


Abb.21 Darstellung der Versuchsergebnisse

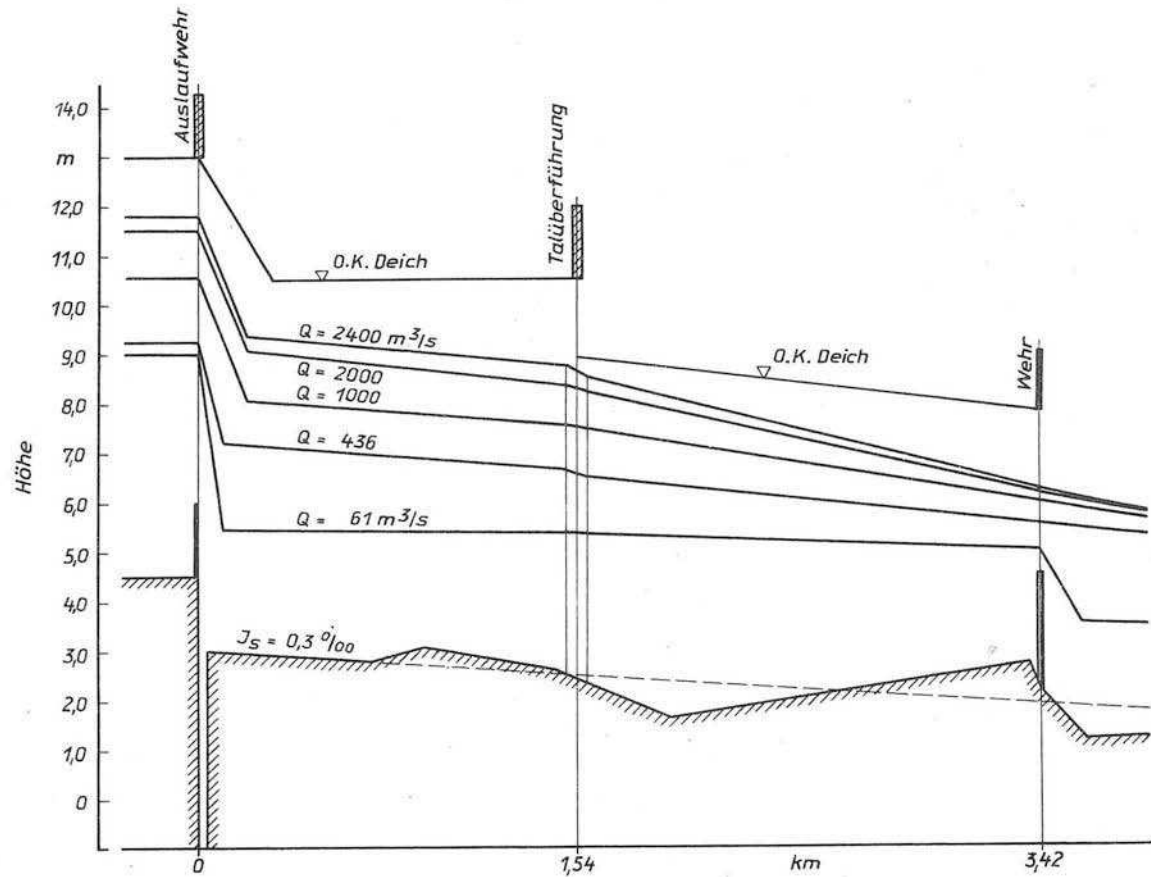


Abb. 22 Längsschnitt

mässiger die Verteilung der Geschwindigkeiten und damit des Abflusses über den Querschnitt. Von Variante I bis VI haben wir vor der Flutbrücke steigende und vor der Flussbrücke fallende Geschwindigkeiten. Bei Variante VI und auch bei Variante VII haben wir relativ günstige Verhältnisse. Hier waren Flut- und Flussbrücke vertauscht. Diese beiden Varianten kommen jedoch für eine Ausführung nicht in Frage, da eine Flussbettverlegung durch die Flutbrücke unwahrscheinlich ist. Die Varianten III bis V scheiden wegen der einseitigen Flussbett- und Wehranlage aus. Die Varianten IX und XII müssen abgelehnt werden, da eine Wehranlage mit nur 5 Wehrfeldern zu ungünstig ist. In die enge Wahl für das Ausführungsprojekt verbleiben also nur noch die Varianten X und XI.

Die Variante XI hat gegenüber der Variante X eindeutige Vorteile. Auch liegen die V_{\max} -Werte bei Variante XI etwas günstiger. Vom hydraulischen Standpunkt aus gesehen, sind beide Varianten annähernd gleichwertig.

Nach Abschluss der Modellversuche wurde in einer Beratung die Variante XI als Ausführungsvariante bestimmt.

1.1.3.4. Untersuchung der Ausführungsvariante

In einer Nachuntersuchung wurden für die Ausführungsvariante noch folgende Fragen behandelt:

1. Das hydraulisch günstigste MW-Bett
2. Veränderungen am Altarm
3. Lage des Leitdeiches
4. Geschwindigkeiten an den Ufern, an der Sohle und auf den Vorländern.

1.1.3.4.1. Das hydraulisch günstigste MW-Bett

Die Frage, ob ein MW-Bett günstig oder weniger günstig ist, hängt von verschiedenen Faktoren ab. Ein hydraulisch günstiger Querschnitt liegt dann vor, wenn von mehreren möglichen Querschnitten mit gleichem F der gewählt wird, der den kleinsten benetzten Umfang U hat. In diesem Falle wird $R = \frac{F}{U}$ ein Maximum. Dieser hydraulisch günstige Querschnitt lässt sich

theoretisch als Halbkreis ermitteln. Da die Herstellung eines Halbkreisprofils im Flussbau nicht möglich ist, sollte ein muldenförmiger Querschnitt, der durch einen polygonartigen Querschnitt ersetzt werden kann, gewählt werden. Das vom Projektanten bestimmte Regelprofil für das neue Flussbett entspricht dieser Forderung.

Die hydraulisch günstigste Grösse des Querschnittes hängt vom geforderten Abfluss im MW-Bett ab. Nach /6/ und /7/ sollte das MW-Bett in der Lage sein, mittlere Sommerhochwasser bordvoll abzuführen.

Das vorhandene Flussbett vermag bei bordvollem Abfluss etwa $400 \text{ m}^3/\text{s}$ abzuführen.

Nach /8/ beträgt das MHQ der langjährigen Reihe 1911/1950 für den Sommer $Q = 309 \text{ m}^3/\text{s}$, für den Winter $Q = 439 \text{ m}^3/\text{s}$ und für das Jahr $Q = 496 \text{ m}^3/\text{s}$. Das MQ der langjährigen Reihe liegt bei $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Jahr 1955, bekannt als besonders nasses Jahr, hatte ein MQ von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ im Sommer, von $114 \text{ m}^3/\text{s}$ im Winter und von $107 \text{ m}^3/\text{s}$ im Jahresdurchschnitt. Nach diesen Angaben aus /8/ beträgt die Überflutungszeit der Vorländer nur wenige Tage im Jahr.

Auch unter diesem Gesichtspunkt betrachtet, ist das projektier-te bzw. auszubauende Flussbett als durchaus günstig zu bezeichnen. Es sollen hier noch einige Beobachtungen aus dem Modellversuch zu diesem Fragenkomplex mitgeteilt werden.

1.1.3.4.1.1. Abfluss von MQ = $61 \text{ m}^3/\text{s}$

Der Oberwasserstand wurde auf Normalstau $+ 9,0 \text{ m}$ eingestellt. Am Wehr unterhalb der Reichsbahnbrücke wurde die Stauhöhe $+ 5,0 \text{ m}$ gehalten. Aus dem Einlaufkanal wurde $Q_E = 2 \text{ m}^3/\text{s}$ entnommen. Die Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt im MW-Bett war sehr gleichmässig. An der Mündung des Einlaufkanals wurden nur die am äussersten rechten Ufer verlaufenden Stromfäden in den Kanal hineingesaugt. Es wurde schon durch Modellversuche der FAS für diesen Einlaufkanal festgestellt, dass die Verlandungen im Kanal weniger durch hereinwanderndes Geschiebe, als durch über das Vorland transportierte Schwebstoffe und

Ackerkrume erfolgten. Diese Gefahr dürfte nach der Flussverlegung nicht mehr so akut sein, wenn das Vorland zwischen dem Wehr und dem Einlaufkanal eine Grasnarbe erhält. Die Flußstrecke liegt bei MQ im Staubereich des Wehres unterhalb der Talüberführung. An den Brückenpfeilern war daher auch kein Aufstau zu beobachten.

1.1.3.4.1.2. Abfluss von $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Wasserspiegellagen wurden wie bei Abfluss von MQ eingestellt. Oberhalb der Talüberführung stellte sich ein Aufstau von $H = 0,19 \text{ m}$ ein. Die Variante XI wurde mit einer Flutmulde hergestellt. Während der genauen Einstellung der Stauhöhen an beiden Wehren wurde die Flutmulde überflutet. Nachdem dann die Stauhöhen stimmten, wurde die Flutmulde wieder trocken. Die Überflutung wurde durch einen Schwall vom Oberwasser hervorgerufen. Es erscheint fraglich, ob es bei den geringen Höhenunterschieden zwischen der Stauhaltung unterhalb der Talüberführung und der Sohle der Flutmulde möglich ist, diese bis zu Abflüssen von $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ trocken zu halten. Bei nicht genauer Übereinstimmung der zwei Wehrbedienungen besteht die Gefahr, dass die Flutmulde häufig unter Wasser steht. Andererseits ist der Anteil der Flutmulde an der Hochwasserabführung auch nicht so gross, dass sie unbedingt erforderlich ist. Im Interesse der Vorlandbewirtschaftung und der Kostenersparnis erscheint es der FAS vorteilhafter, auf die Ausbildung einer Flutmulde zu verzichten.

1.1.3.4.1.3. Abfluss von $Q = 436 \text{ m}^3/\text{s}$

Bei diesem Abfluss konnte weder der Oberwasserstand am Wehr $\text{km } 0,0$ noch der Stau am Wehr unterhalb der Talüberführung gehalten werden. Das rechte Vorland war bis unterhalb der Flutbrücke und das linke Vorland bis Höhe Einlaufkanal überflutet. Im Einlaufkanal selbst konnte keine Strömung mehr beobachtet werden. Der Aufstau an der Talüberführung betrug hier nur $H = 0,13 \text{ m}$, da das Wasserspiegelgefälle durch das Ziehen der Schütze am Wehr unterhalb der Talüberführung steiler geworden war.

Durch Angleichen der Uferhöhen an die Wasserspiegelhöhen im Be-

reich der Neubaustrecke könnten $Q = 430 \text{ m}^3/\text{s}$ bordvoll abgeführt werden. Diese Beobachtungen lassen erkennen, dass die Ausbildung des MW-Bettes auch in der Linienführung günstig ist.

1.1.3.4.2. Veränderungen am Altarm

Bis zu $Q = 436 \text{ m}^3/\text{s}$ ist der Altarm am Abfluss nicht beteiligt, da das Vorland in diesem Bereich nicht überflutet wird. Die untersuchten Varianten Durchstich, Überlaufschwelle und Verbau haben keine wesentlichen Verbesserungen erbracht, welche die in den genannten Varianten vorgesehenen Massnahmen wirtschaftlich begründen könnten. Die in Variante XI veränderte Linienführung des Flussbettes (Ausbuchtung oberhalb der Talüberführung) führte zu einer günstigen Anströmung der Brücke, wobei auch die Abflussbedingungen im Altarm verbessert wurden. Es ist daher vorteilhaft, diesen unverändert zu lassen und eventuell geringe Deichlinienveränderungen vorzunehmen. Unterhalb der Talüberführung wurde beobachtet, dass der Altarm bei fallendem Wasserstand sehr dazu beiträgt, das Vorland schnell zu entwässern.

1.1.3.4.3. Lage des Leitdeiches

Der Leitdeich wurde zunächst im Zusammenhang mit der Flutmulde entworfen (vergl. Bild 16). Aus den Darlegungen im Abschnitt 3.1.2. geht hervor, dass die Flutmulde recht problematisch ist. Der Wegfall der Flutmulde erlaubte eine grosszügige Linienführung und zweckmässige Gestaltung des Leitdeiches, wie aus den Bildern 18 bis 20 hervorgeht. Die Einzelheiten zum Leitdeich wurden schon im Abschnitt 2.3.2. beschrieben.

1.1.3.4.4. Geschwindigkeiten an den Ufern, an der Sohle und auf den Vorländern

Die Geschwindigkeiten wurden in 5 Profilen bei $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen. Aus den gemessenen Geschwindigkeiten wurde das arithmetische Mittel in den Messlotrechten, also aus verschiedenen Wassertiefen, gebildet. Eine mittlere Geschwindigkeit für den jeweiligen Gesamtquerschnitt wurde nicht angegeben, da die Grössen zu unterschiedlich sind.

Entlang des Leitdeiches (flußseitig) stiegen die Geschwindigkeiten auf dem Vorland von $V = 1,13 \text{ m}^3/\text{s}$ an der Leitdeichspitze bis $V = 1,55 \text{ m/s}$ an der Brücke. Auf der anderen Seite zur Flutbrücke hin liegen die Geschwindigkeiten zwischen $V = 1 \text{ m/s}$ an der Leitdeichspitze und $V = 1,8 \text{ m/s}$ an der Brücke. Auf den Vorländern liegen die Grösstwerte bei $V_{\max} = 1,8 \text{ m/s}$. An den Ufern (O. K. Böschung) wurde $V_{\max} = 2,3 \text{ m/s}$ gemessen. Entlang der Hauptdeiche liegen die Geschwindigkeiten unter $V = 1 \text{ m/s}$, mit Ausnahme des Bereiches oberhalb der Talüberführung am Altarm, wo $V = 2,3 \text{ m/s}$ erreicht wurde. Im Flussbett ergaben die Messungen in Sohlennähe

unterhalb des Wehres: $V_{\max} = 3,0 \text{ m/s}$ (örtlich)

$V_m = 2,3 \text{ m/s}$

oberhalb der Leitdeichspitze: $V_{\max} = 2,3 \text{ m/s}$ (örtlich)

$V_m = 1,9 \text{ m/s}$

230 m unterhalb der Leitdeichspitze: $V_{\max} = 2,5 \text{ m/s}$ (örtlich)

$V_m = 2,3 \text{ m/s}$

oberhalb der Talüberführung: $V_{\max} = 2,9 \text{ m/s}$ (örtlich)

$V_m = 2,5 \text{ m/s}$

1.1.4. Zusammenfassung der Ergebnisse

Aus den Untersuchungen können folgende Ergebnisse zusammengefasst werden:

1.1.4.1. Wasserspiegellagen für $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$

Unterhalb des Wehres + 9,37 m

oberhalb der Talüberführung + 8,73 m

unterhalb der Talüberführung + 8,50 m

Die vorgesehene Deichhöhe von + 11,0 m ist demnach als ausreichend zu betrachten (Abb. 22).

1.1.4.2. Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ sowie bei Eisgang ober- und unterhalb der Talüberführung

Das Bild 20 lässt die gute Anströmung der Talüberführung durch die Anordnung des Leitdeiches erkennen. Auf Grund dieses Strömungsbildes ist auch mit günstigen Bedingungen bei Eisgang zu

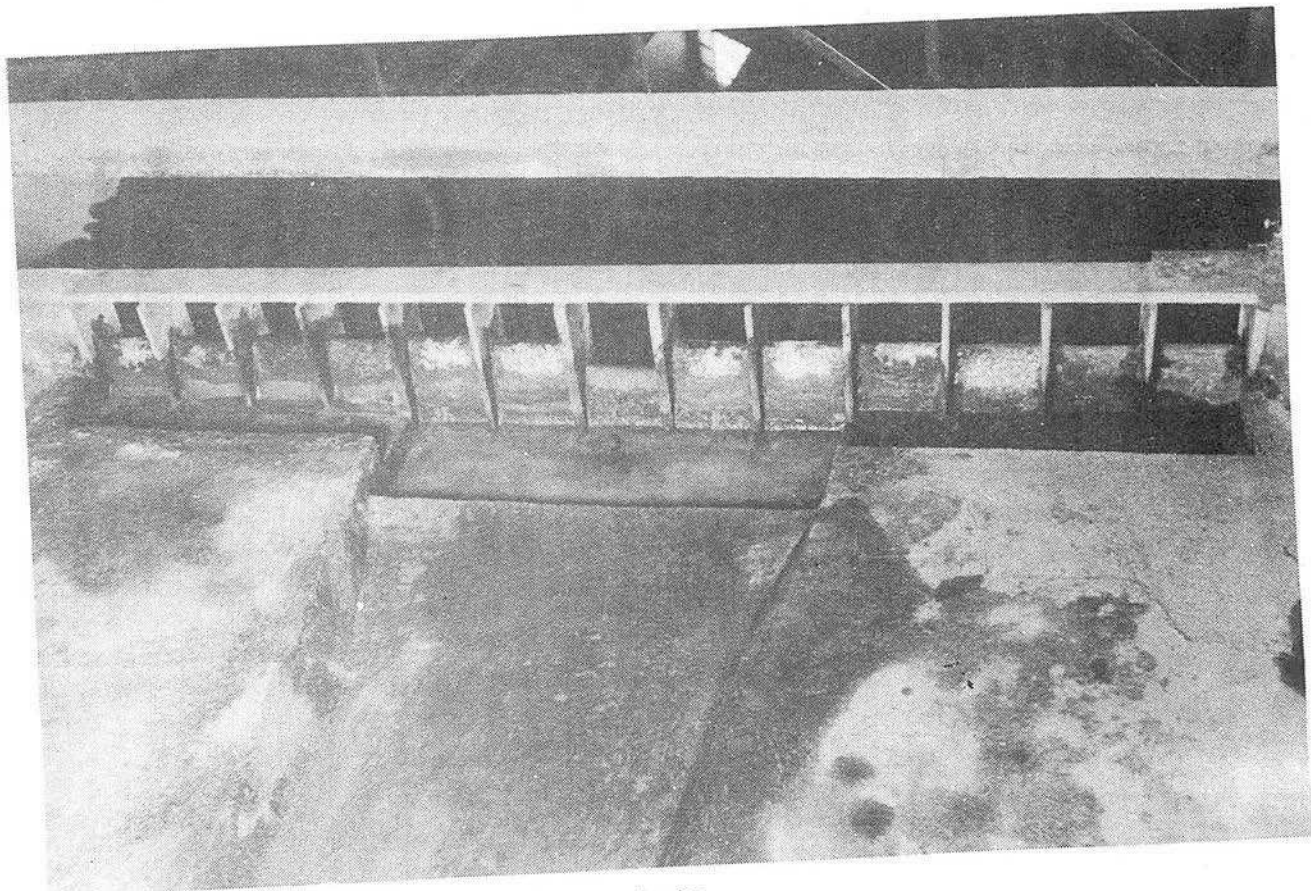


Abb. 23 Auslaufwehr in der Ausführungsvariante

rechnen. Aus dem Bild 20 geht auch deutlich die günstige Ausbildung des MW-Bettes hervor. Die auf dem (im Bild) rechten Vorland zu sehenden Stromfäden werden durch die Ausbuchtung des Flussufers in das MW-Bett hineingezogen.

1.1.4.3. Verhältnisse am Einlaufkanal

Am Einlaufkanal sind keinerlei Veränderungen erforderlich. Lediglich die - vermutlich aus Kanalräumungen herrührenden - Uferanderhöbungen sind zu beseitigen, um bei HW-Abfluss die günstigen Abflussbedingungen zu erhalten.

1.1.4.4. Hydraulische Verhältnisse am Wehr

Das Wehr wurde sowohl mit gestaffelten Kronenhöhen als auch mit einheitlicher Kronenhöhe untersucht. Beide Wehrausbildungen stimmen darin überein, dass der maximale Abfluss bei dem vom Projektanten ermittelten Oberwasserstand erfolgt. Die Abb. 23 zeigt das Wehr entsprechend der Ausführungsvariante mit eingetieften Tosbecken und das mittlere Wehrfeld mit Fischbauchklappe. Die Abb. 24 zeigt die Tosbeckengestaltung im Grundriss. Die Wehrleistungskurve ist auf Abb. 25 dargestellt. Da die Versuche im Maßstab 1 : 125 / 1 : 50 durchgeführt wurden, wurde empfohlen, für das Wehr Versuche im unverzerrtem Maßstab durchzuführen. Darüber wird anschliessend im Abschnitt 1.2. berichtet.

1.1.4.5. Sohlenbelastung zwischen Wehr und Talüberführung

Die Geschwindigkeiten wurden für $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt. Für $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ liegen die Geschwindigkeiten um 10 - 15 % höher. Die Schleppkraft ist

$$\tau = \gamma_w \cdot T \cdot J \text{ /kp/m}^2\text{ / ,} \quad (3)$$

und der Beginn der Geschiebebewegung tritt ein bei

$$\tau_o = \gamma_w \cdot T_o \cdot J \text{ /kp/m}^2\text{ /} \quad (4)$$

Nach KREY und Versuchen der FAS /9/ lässt sich der Beginn der Geschiebebewegung aus der Beziehung

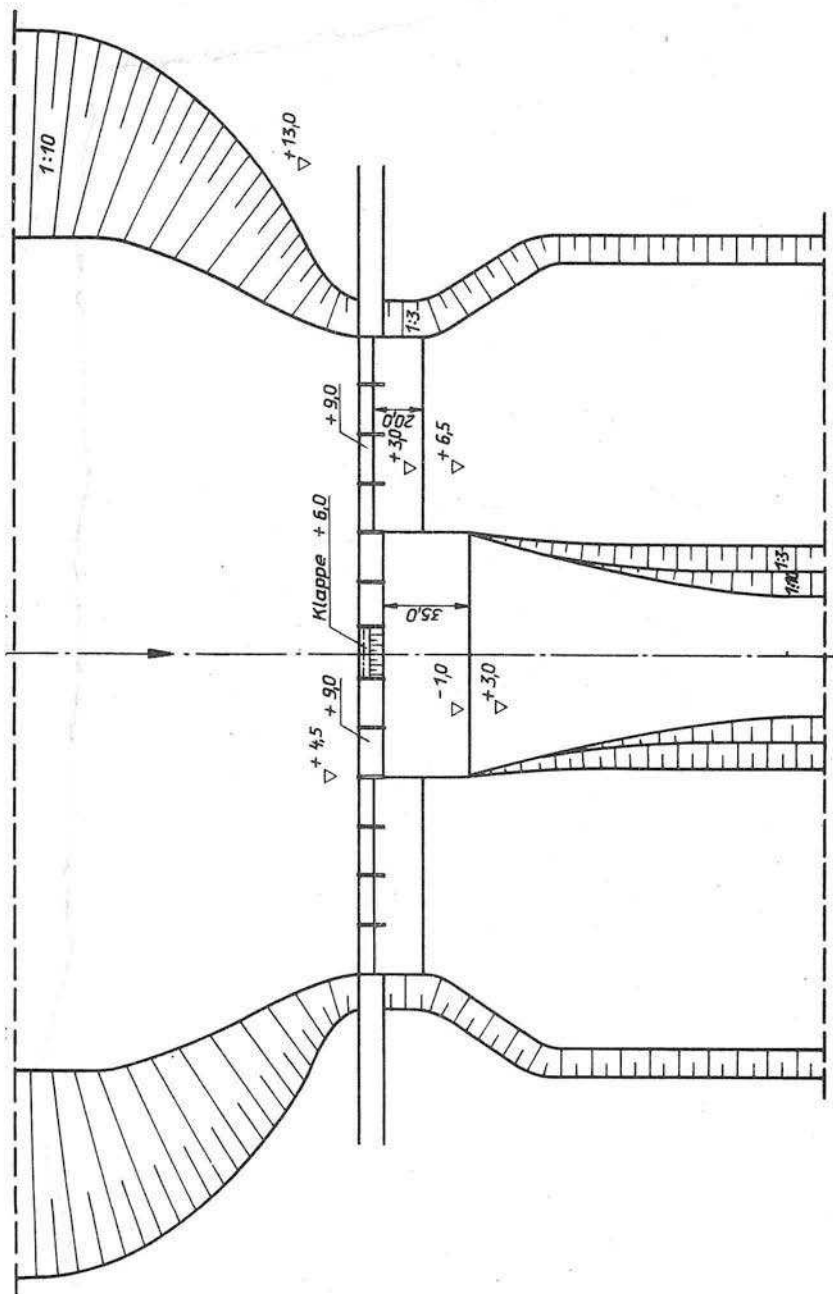


Abb. 24 Auslaufwehr - Ausführungsvariante -

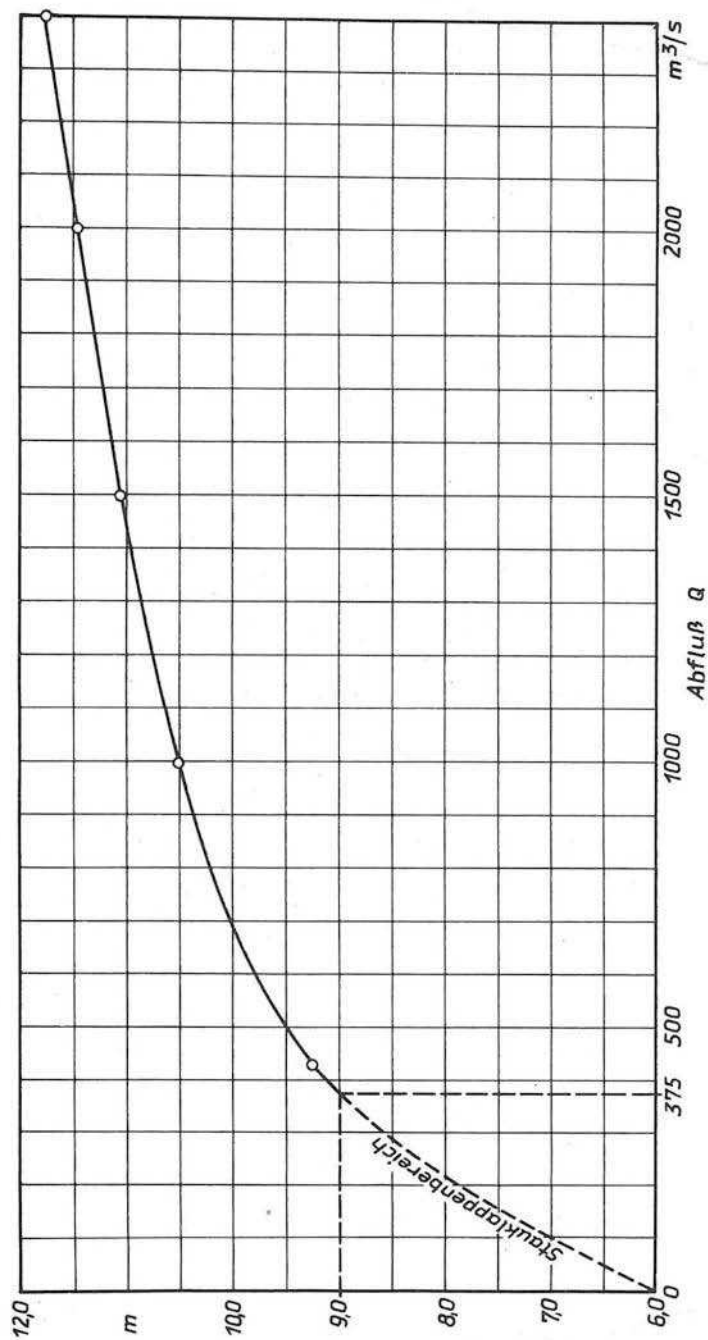


Abb. 25 Leistungskurve für das Auslaufwehr

$$\frac{\tau_o}{\gamma_w} = \frac{d_m}{2o} \quad (5)$$

bestimmen. Es ist

$$\frac{d_m}{2o} = \frac{\tau_o}{\gamma_w} = \frac{\gamma_w \cdot T_o \cdot J}{\gamma_w} = T_o \cdot J \quad \text{und} \quad (6)$$

$$d_m = 2o \cdot T_o \cdot J \text{ /m/} \quad (7)$$

d_m = mittlerer Korndurchmesser = d_{50}

T_o = Abflusstiefe bei Beginn der Geschiebepbewegung

J = Gefälle

Bei Parallelabfluss $J_w = J_s$

Es wurde für $J = J_w$ = Wasserspiegelgefälle eingesetzt, da es sich gezeigt hat, dass das Sohlengefälle im allgemeinen geringer ist als das Wasserspiegelgefälle bei Hochwasser und daher zu kleine Werte ergibt. Dieser Umstand ist besonders hinter Wehranlagen und bei Brückendurchlässen zu berücksichtigen, wo infolge Aufstau vor der Endschwelle bzw. vor der Brücke sehr steile Wasserspiegelgefälle örtlich auftreten.

Die Angaben in der Literatur über die erforderlichen Sohlenbefestigungen sind sehr widerspruchsvoll.

Die Schleppkraft beträgt bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ nach Gl. (3)

$$\tau = 1000 \cdot 6,25 \cdot 0,0003 = 1,875 \text{ kp/m}^2$$

$$T_m = 6,25 \text{ m}$$

$$J_s = 0,3 \text{ ‰} = \text{Sohlengefälle}$$

Nach /6/ wurden für "Feines Geröll" (bis 50 mm Durchmesser) Grenzsleppkräfte τ_o zwischen 3 und 4 kp/m^2 ermittelt. In der Zahlentafel 109 in /6/ wird als mittlere zulässige Profilschleppgeschwindigkeit für "Grobes Geröll" (75 - 100 mm Durchmesser) $V = 1,9 - 2,0 \text{ m/s}$ angegeben. Nach /9/ ergibt sich mit Gl. (7)

$$d_{50} = 20 \cdot 6,25 \cdot 0,0003 = 0,0375 \text{ m} = 37,5 \text{ mm}$$

Das Wasserspiegelgefälle zwischen Wehr und Brücke wurde zu $J_w = 0,00046$ ermittelt.

Damit wird

$$d_{50} = 20 \cdot 6,25 \cdot 0,0046 = 0,057 \text{ m} = 57 \text{ mm}$$

Nach TGL 92 - 001, Blatt 1, Tabelle 2 sind folgende mittlere Geschwindigkeiten für lose, nichtbindige Lockergesteine bei 3 m Wassertiefe und Klarwasser zulässig:

Steine	über 60 mm	$V_m = 3$	m/s
Grobkies	60 - 20 mm	$V_m = 3$	- 1,9 m/s
Mittelkies	20 - 6 mm	$V_m = 1,9$	- 1,1 m/s

Nach Tabelle 4 - künstliche Befestigungen -

Steinschüttungen 75 - 100 mm $V_m = 3,0 - 3,9 \text{ m/s}$

Um Bewegungen der Sohle bei $Q_{\max} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ mit Sicherheit zu verhindern, ist eine Abdeckung der Sohle mit einer Steinschüttung 75 - 100 mm erforderlich. Für die Böschungen oberhalb des MW-Wasserspiegels und für die Vorländer erscheint ein gut verwurzelter Rasen im allgemeinen als ausreichende Befestigung. Lediglich an gefährdeten Stellen (Übergang vom neuen zum alten Flussbett) ist die Böschung bis zum Vorland zu befestigen. Es sei hier noch auf die Schwallwellen hingewiesen. Diese können bei plötzlichem Klappenlegen am Wehr auftreten. Die dann abfließende Wassermenge ist im allgemeinen grösser als der Abfluss entsprechend dem normalerweise vorhandenen Unterwasserstand. Es treten hierbei Spitzengeschwindigkeiten auf, welche die Sohlenbefestigung zerstören und Kolke entstehen lassen können. Diese Auskolkungen treten dann immer an den Übergängen zwischen befestigter und unbefestigter Sohle bzw. zwischen Betonsohle und Steinschüttung auf. Diese Übergänge sind sorgfältig herzustellen und zu sichern.

1.2. Wehrmodell

Für die Modellversuche für das Auslaufwehr wurde vom Auftraggeber neben der mehrere Punkte umfassenden Aufgabenstellung die

globale Forderung erhoben, zu untersuchen, ob bei unbefestigter Sohle im Unterwasser die Standsicherheit des Wehres gewährleistet ist.

Die Modellversuche für die Auslaufstrecke hatten ergeben, dass die Flußsohle zwischen Auslaufwehr und Talüberführung durchweg mit einer Steinschüttung $d = 75 - 100 \text{ mm}$ befestigt werden muss, um eine Geschiebebewegung bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ mit Sicherheit auszuschliessen (siehe Seite 55).

Um zu aussagekräftigen Ergebnissen über die Veränderung der Flußsohle unter der Einwirkung verschiedener Abflüsse zu kommen, wurde ein Modell mit beweglicher Sohle vorgesehen.

1.2.1. Ähnlichkeitsfragen

1.2.1.1. Geschiebebewegung

Über die Ähnlichkeitsbeziehungen zwischen einem Flussmodell mit beweglicher Sohle und der Natur wurde von ZSCHIESCHE /10/ ausführlich berichtet. Es sollen daher hier nur die wesentlichsten Kriterien aufgeführt und die Besonderheiten des Wehrmodells dargestellt werden.

Der Beginn der Geschiebebewegung setzt ein, wenn die auf das Geschiebekorn wirkende Kraft mindestens gleich dem Widerstand des Kornes gegen eine Bewegung ist.

ENGELS fand die Beziehung

$$r \cdot i = \frac{d \cdot R \cdot J}{D} \quad (8)$$

r = hydraulischer Radius = $\frac{F}{U}$ im Modell

R = hydraulischer Radius = $\frac{F}{U}$ in der Natur

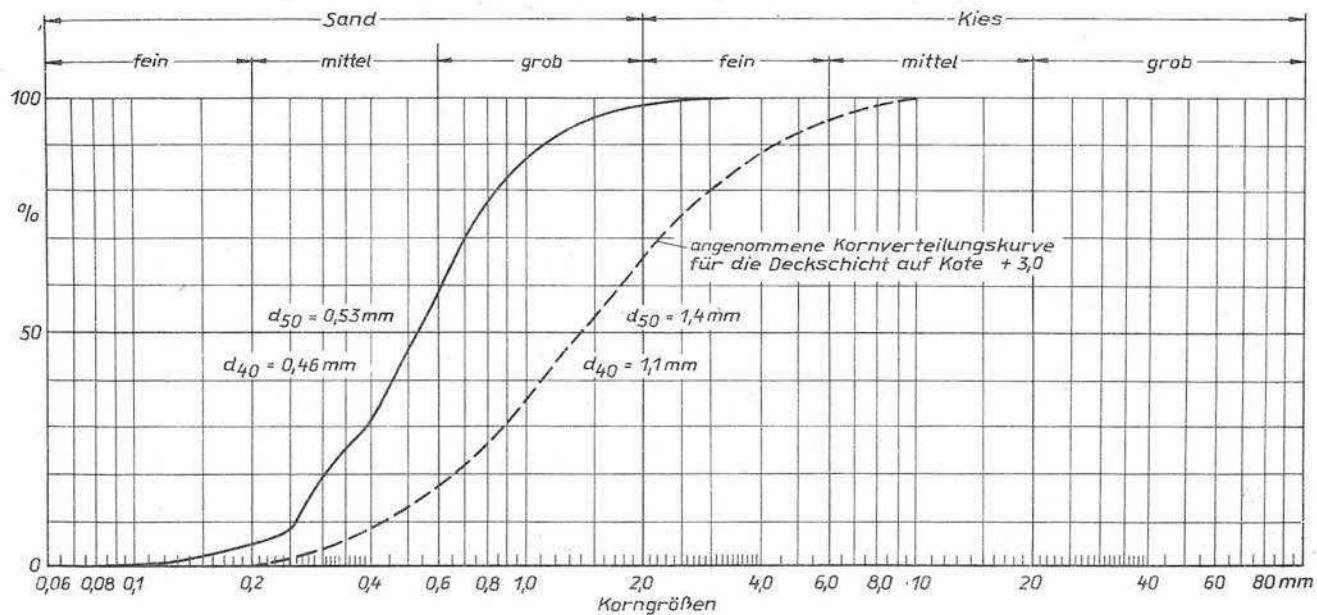
i = Gefälle im Modell

J = Gefälle in der Natur

d = Korndurchmesser im Modell

D = Korndurchmesser in der Natur

Die auf das Geschiebekorn wirkende Kraft wird im Modell durch ein in Abhängigkeit vom Verhältnis $\frac{d}{D}$ verstärktes Gefälle erzeugt, da ja meistens bei Verwendung von Quarzsand d in der



57 Abb. 26 Kornverteilungskurve des Modellgeschiebes

Keywords: child sexual abuse; disclosure; social support

Größenordnung von D liegt.

Bei einem Flussmodellversuch mit beweglicher Sohle müssen zwei Grenzen eingehalten werden:

1. Die Bewegung des Wassers im Modell muss turbulent sein, da sie es auch in der Natur ist.
2. Der Abfluss im Modell muss im strömenden Bereich, also kleiner als die kritische Geschwindigkeit $c = \sqrt{g \cdot r}$ sein.

Der turbulente Abfluss erfolgt im Modell ab einer kritischen REYNOLDSschen Zahl, die bezogen auf den hydraulischen Radius gleich

$$\frac{v \cdot r}{\nu_m} = 580 \quad (9)$$

ist. Wird die kinematische Zähigkeit $\nu_m = 1,3 \cdot 10^{-6}$ für eine Wassertemperatur von $T = 10^0 \text{ C}$ eingesetzt, so wird

$$v \cdot r = 0,00075 \quad (10)$$

Von diesem Wert an beginnt der Übergang zur turbulenten Bewegung, die etwa beim doppelten Wert $v \cdot r \approx 0,0015$ erreicht wird.

Das kritische Gefälle, welches im Modell nicht überschritten werden darf, um im strömenden Bereich zu bleiben, ergibt sich aus

$$\begin{aligned} v < \sqrt{g \cdot r} & \quad v = k \sqrt{r \cdot i} \\ g \cdot r & > k^2 \cdot r \cdot i \\ i & < \frac{g}{k^2} \end{aligned} \quad (11)$$

Im Modell ist ein Geschiebe entsprechend der Kornverteilungskurve auf Abb. 26 mit einem $d_{50} = 0,53 \text{ mm}$ vorhanden.

Für die Verlegungsstrecke lagen keine Bodenproben mit Kornverteilungskurven vor. In Auswertung des 1. Teilgutachtens über die Baugrund- und Gründungsverhältnisse wurde der auf Abb. 27 dargestellte Längsschnitt mit den Untergrundverhältnissen aus den Bohrungen 25, 27, 29 und 31 aufgezeichnet. Danach stehen unter Kote

+ 3,0 folgende Bodenarten an:

<u>Bg. 25</u>	T:	Ton, grau (Tertiär)	d = 0,001 - 0,002 mm
	Su:	Feinsand, schluffig bzw. tonig	d = 0,002 - 0,063 mm
	Ms:	Mittelsand, kohlig, grau	d = 0,2 - 0,63 mm
<u>Bg. 27</u>	Ms:	Mittelsand, grau	d = 0,2 - 0,63 mm
	F-GK:	Kies, bunt	d = 2,0 - 63,0 mm
<u>Bg. 29</u>	EK:	Kies, bunt	d = 2,0 - 6,3 mm
	KS:	Kies, bunt	d = 0,63 - 6,3 mm
	F-MK:	Kies, bunt	d = 2,0 - 20,0 mm
<u>Bg. 31</u>	MS:	Mittelsand, grau	d = 0,2 - 0,63 mm
	F-MK:	Kies, bunt	d = 2,0 - 20,0 mm

Mit Ausnahme der Bohrung 25 stehen also in der zukünftigen Flussbettsohle Mittelsande und Feinkiese mit $d = 2,0 - 6,3$ mm an. In Abb. 26 wurde eine mögliche Kornverteilungskurve eingetragen mit einem $d_{50} = 1,4$ mm als Berechnungsgrundlage.

Das Sohlengefälle der Verlegungsstrecke beträgt $J_s = 0,3 \text{ ‰} = 1 : 3333$. Das Wasserspiegelgefälle J_w wurde für folgende Abflüsse den Versuchsergebnissen des Gesamtmodells entnommen:

$$Q = 170 \text{ m}^3/\text{s} : J_w = \frac{6,28 - 5,64}{1400} = 1 : 2190$$

$$Q = 436 \text{ m}^3/\text{s} : J_w = \frac{7,20 - 6,63}{1400} = 1 : 2460$$

$$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s} : J_w = \frac{8,05 - 7,53}{1400} = 1 : 2690$$

$$Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} : J_w = \frac{8,67 - 8,05}{1400} = 1 : 2260$$

$$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s} : J_w = \frac{9,05 - 8,33}{1400} = 1 : 1945$$

$$Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s} : J_w = \frac{9,37 - 8,73}{1400} = 1 : 2185$$

$$\Delta L = 1400 \text{ m}$$

Das mittlere Wasserspiegelgefälle ergibt sich zu $J_{w_m} = 1 : 2288$.
Auf die Flußsohle wirkt die Schubkraft

$$\tau = \gamma_w \cdot R \cdot J \quad (12)$$

bzw. $\tau = \gamma_w \cdot T \cdot J \quad (3)$

Bei bordvollem Abfluss ist $T = 3,0 \text{ m}$ und $R = 2,64 \text{ m}$ (Profil mit 64 m Sohlenbreite und Böschungen 1 : 3).

Es ist $\tau = 1000 \cdot 2,64 \cdot \frac{1}{2288} = 1,15 \text{ kp/m}^2$

bzw. $\tau = 1000 \cdot 3,0 \cdot \frac{1}{2288} = 1,31 \text{ kp/m}^2$

Bei einem Verhältnis $B_m : T = 73 : 3 \approx 24$ kann angenommen werden, dass die Schubkraft $\tau = \gamma_w \cdot T \cdot J$ zutrifft.

KRILEY hat gefunden:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{\gamma_w \cdot D}{20} = \text{Beginn der Geschiebebewegung} \\ \text{und } \tau &= \frac{\gamma_w \cdot D}{8} = \text{allgemeine Bewegung} \end{aligned} \quad (13)$$

Mit $D_{50} = 1,4 \text{ mm}$ wird

$$\tau = \frac{1000 \cdot 0,0014}{20} = 0,07 \text{ kp/m}^2$$

und $\tau = \frac{1000 \cdot 0,0014}{8} = 0,175 \text{ kp/m}^2$

Bei bordvollem Abfluss ist also nicht nur die gesamte Sohle in Bewegung, sondern es ist mit Erosion zu rechnen

($\gamma_w \cdot T \cdot J \gg \frac{\gamma_w \cdot D}{8}$). Soll bei bordvollem Abfluss die Geschiebebewegung beginnen, so muss sein

$$D = \frac{20 \cdot \tau}{\gamma_w} = \frac{20 \cdot 1,31}{1000} = 0,0262 \text{ m} = 26,2 \text{ mm}$$

1.2.1.2. Modellmaßstab

Die Untersuchung des Auslaufwehres sollte in einem unverzerrten Maßstab erfolgen.

Wegen der grossen Breiten und der dafür erforderlichen grossen Modellfläche wurde ein Teilmodell im Maßstab 1 : 75 aufgebaut. Von den insgesamt 13 Wehrfeldern wurden 9 Wehrfelder im Teilmodell dargestellt. Die Abb. 28 zeigt das aufgebaute Modell.

Wie die Berechnungen im Abschnitt 1.2.1.1. gezeigt haben, war mit kräftiger Geschiebebewegung zu rechnen.

Bei einem Modellmaßstab 1 : 75 der Natur ergeben sich folgende Werte:

$$r = \frac{R}{75} = \frac{2,64}{75} = 0,0352 \text{ m}$$

$$t = \frac{T}{75} = \frac{3,0}{75} = 0,04 \text{ m}$$

$$d_{50} = 0,00053 \text{ m (nach Abb. 26)}$$

Nach Gl. (8) ist

$$r \cdot i = \frac{d \cdot R \cdot J}{D}$$

$$\text{und} \quad i = \frac{d \cdot R \cdot J}{D \cdot r} = \frac{d \cdot n \cdot r \cdot J}{D \cdot r} = n \cdot \frac{d}{D} \cdot J$$

$n = 75 = \text{Maßstabsfaktor}$

Damit wird

$$i = 75 \cdot \frac{0,00053}{0,00140} \cdot \frac{1}{2288} = 0,0124 \approx \frac{1}{80}$$

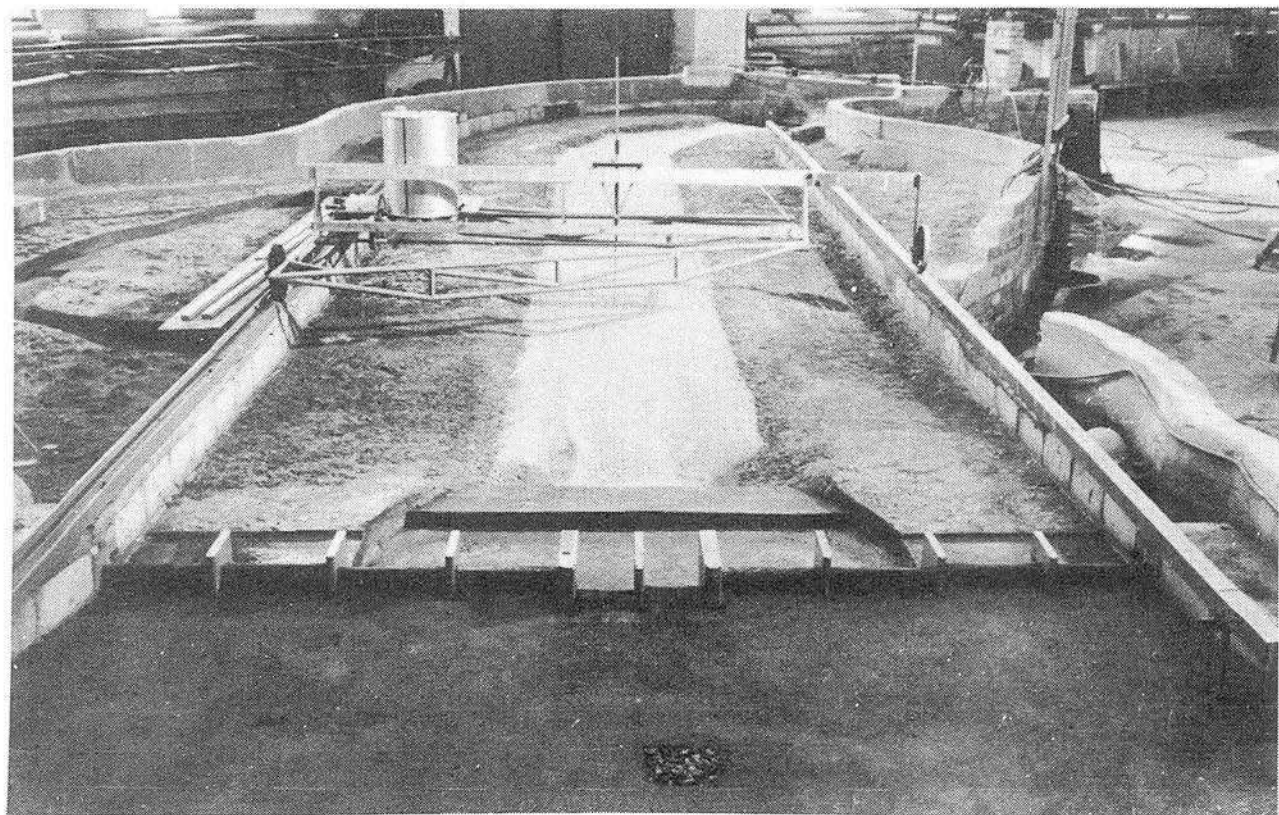
Nach Gl. (13) ergibt sich

$$\tau = f_w \cdot t \cdot i = \frac{f_w \cdot d}{20}$$

$$i = \frac{d}{20 \cdot t} = \frac{0,00053}{20 \cdot 0,04} = 0,000666 \approx \frac{1}{1500}$$

$$\text{Mit } \tau = f_w \cdot t \cdot i = \frac{f_w \cdot d}{8} \quad \text{ist}$$

$$i = \frac{d}{8 \cdot t} = \frac{0,00053}{8 \cdot 0,04} = 0,0014 \approx \frac{1}{715}$$



Eine Überprüfung der Randbedingungen ergibt folgendes:

Nach Gl. (10) muss $v \cdot r = 0,00075$ mindestens erreicht werden, um turbulenten Abfluss im Modell zu erreichen. Es ist

$v = k \cdot \sqrt{r \cdot i}$. Mit $k = 45$ wird $v = 45 \sqrt{0,0352 \cdot i}$.

Das kritische Gefälle, bei dem noch strömender Abfluss vorhanden ist, ergibt sich nach Gl. (11) zu

$$i < \frac{v_c^2}{k^2} = \frac{9,81}{45^2} \approx \frac{1}{200}$$

Das Gefälle darf also nicht steiler als 1 : 200 sein.

Es hat sich gezeigt, dass es bei Flussmodellversuchen günstiger ist, das Gefälle nicht zu steil zu wählen, da sonst die Kolke gewöhnlich zu tief und die Bänke zu hoch werden. Mit einem etwas flacheren Gefälle und dafür längeren Zeitmaßstab werden bessere Ergebnisse erzielt. Es wurde daher für das Modell ein Schlengefälle von $i_s = 1 : 1000 = 0,001$ gewählt. Damit wird

$i_s = \frac{10}{3} \cdot J_s = \frac{10}{3} \cdot \frac{1}{3333} = \frac{1}{1000}$ und das Wasserspiegelgefälle

$$i_w = \frac{10}{3} \cdot \frac{1}{2288} = \frac{1}{686}$$

Dieses Gefälle entspricht dem mit Gl. (13) ermitteltem Gefälle für die allgemeine Geschiebebewegung bei bordvollem Abfluss.

Damit wird

$$v = 45 \cdot \sqrt{0,0352 \cdot 0,001} = 0,27 \text{ m/s und}$$

$$v \cdot r = 0,27 \cdot 0,0352 = 0,0095 > 0,00075$$

Die Schubkräfte ergeben sich zu

$$\tau = \gamma_w \cdot t \cdot i_w = 1000 \cdot 0,04 \cdot \frac{1}{686} = 0,058 \text{ kp/m}^2$$

$$\tau = \frac{\gamma_w \cdot d}{20} = \frac{1000 \cdot 0,00053}{20} = 0,0265 \text{ kp/m}^2$$

$$\tau = \frac{\gamma_w \cdot d}{8} = \frac{1000 \cdot 0,00053}{8} = 0,066 \text{ kp/m}^2$$

Bei bordvollem Abfluss im Modell ist also mit einer allgemeinen

Geschiebebewegung zu rechnen.

Für die Ermittlung der Abflüsse im Modell ergaben sich einige Schwierigkeiten. Der Abfluss über das Wehr kann nach dem FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetz mit

$$q = \frac{Q}{n^{5/2}} \quad (14)$$

ermittelt werden. Für die Flußstrecke mit beweglicher Sohle gilt diese Beziehung nicht.

Mit der Fließformel von BRAHMS-CHEZY wird

$$Q = F \cdot K \cdot \sqrt{R \cdot J} \quad (15)$$

und für das Modell

$$q = f \cdot k \cdot \sqrt{r \cdot i} \quad (16)$$

Aus den geometrischen Beziehungen zwischen Natur und Modell mit dem Maßstabsfaktor n ergibt sich

$$Q = n^2 \cdot f \cdot K \sqrt{n \cdot r \cdot J} \quad (17)$$

Bildet man den Quotienten

$$\frac{Q}{q} = \frac{n^2 \cdot f \cdot K \cdot \sqrt{n \cdot r \cdot J}}{f \cdot k \cdot \sqrt{r \cdot i}}$$

so erhält man

$$Q = q \cdot n^{5/2} \cdot \frac{K}{k} \cdot \sqrt{\frac{J}{i}} \quad (18)$$

Mit $i = \frac{10}{J}$ erhält man

$$Q = q \cdot n^{5/2} \cdot \frac{K}{k} \cdot \sqrt{\frac{2}{10}} \quad (18a)$$

Aus Gl. (18a) geht hervor, dass der Abfluss hauptsächlich von den Rauigkeiten in der Natur und im Modell abhängt.

Im vorliegenden Falle wurde so vorgegangen, dass die Abflusstiefen im Modell entsprechend den Wasserständen am Hilfspegel

(siehe Abb. 29) eingestellt und die dazugehörigen Abflüsse q_M gemessen wurden. Zwischen dem Abfluss q_M im Modell und dem Abfluss nach FROUDE $q = \frac{Q}{n^{5/2}}$ konnte eine Beziehung gefunden werden, die eine Umrechnung der Abflüsse und Geschwindigkeiten vom Modell auf die Natur gestattet.

Es ist nach Gl. (14)

$$Q = n^{5/2} \cdot q$$

Es wurde

$$\frac{q}{q_M} = A \quad (19)$$

gesetzt. Weiterhin wurde gefunden

$$q_M = 60,5 \cdot A \quad (20)$$

$$\text{bzw.} \quad A = \frac{q_M}{60,5} \quad (20a)$$

Setzt man

$$\frac{q}{q_M} = \frac{q_M}{60,5}, \text{ so erhält man}$$

$$q = \frac{q_M^2}{60,5} \quad (21)$$

Damit wird

$$Q = n^{5/2} \cdot \frac{q_M^2}{60,5} \quad (22)$$

Für die Geschwindigkeiten erhält man analog

$$V = n^{1/2} \cdot v \quad (23)$$

$$v_M = \frac{q_M}{F} \quad (24)$$

Mit den Gl. (19) und (20) erhält man

$$q_M = 60,5 \cdot \frac{q}{q_M} \quad \text{und daraus}$$

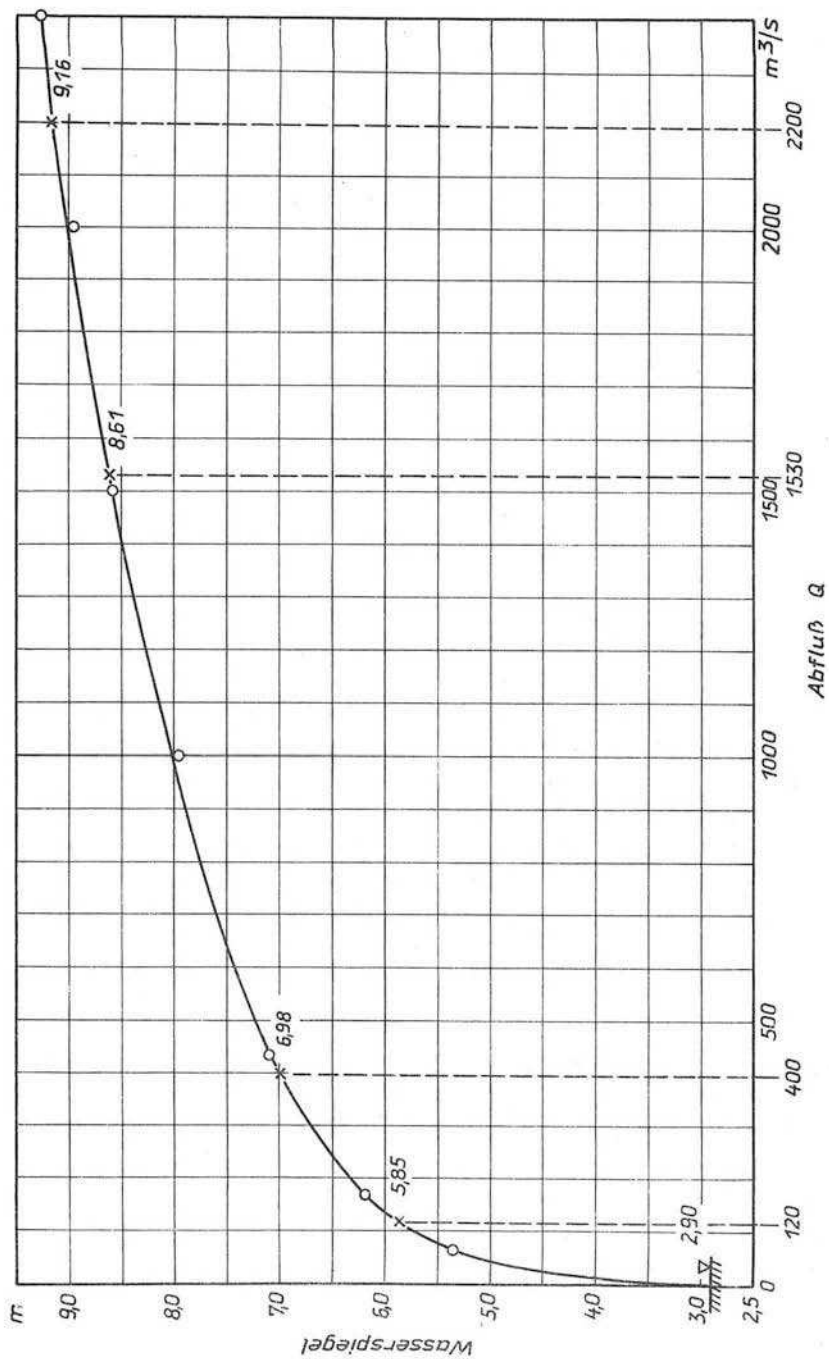


Abb. 29 Hilfspegel

$$v_M = \frac{q}{f} \cdot \frac{60,5}{q_M} = v \cdot \frac{60,5}{q_M} \quad (25)$$

Damit ist

$$v = \frac{q_M \cdot v_M}{60,5} \quad (25a)$$

Die Gl. (25a) in die Gl. (23) eingesetzt ergibt

$$V = n^{1/2} \cdot v_M \cdot \frac{q_M}{60,5} \quad (26)$$

Eine Kontrolle zeigt:

$$Q = F \cdot V$$

$$Q = n^2 \cdot f \cdot n^{1/2} \cdot v_M \cdot \frac{q_M}{60,5} \quad (f \cdot v_M = q_M)$$

$$Q = n^{5/2} \cdot q_M \cdot \frac{q_M}{60,5}$$

$$Q = n^{5/2} \cdot \frac{q_M^2}{60,5}$$

Der Zahlenwert 60,5 ist mit der Dimension m^3/s behaftet. Für die Flussbettbelastung ist die Häufigkeit der Wasserstände bzw. der Abflüsse sowie das Auftreten extremer Wasserstände bzw. Abflüsse massgebend. Die Abb. 30 zeigt die Dauerlinien der Abflüsse am Pegel für die langjährige Reihe 1911/1950 sowie für das Jahr 1955. Das MQ 1955 liegt weit über dem langjährigen Mittel. Der Pegel liegt ca. 80 km oberhalb der Verlegungsstrecke. Dort trat der höchste bekannte Abfluss mit $HHQ = 1740 m^3/s$ auf, während im Bereich der Verlegungsstrecke $HHQ = 1930 m^3/s$ gemessen wurde.

Als ungünstigster Fall wurde angenommen ein extrem nasses Jahr 1955 (jedoch ohne grosse HW-Spitzen) und als HW-Spitzenabfluss das Bemessungshochwasser $HHQ_B = 2400 m^3/s$. Aus der Zahl der Unterschreitungstage wurde die Dauer bestimmter Abflüsse ermittelt.

Aus der Abb. 30 wurde für die Modellversuche folgende Abflussfolge entwickelt:

Q = 40 - 60 m ³ /s	90 Tage)		
Q = 60 - 80 "	100 Tage)	MQ = 60 m ³ /s	190 Tage
Q = 80 - 100 "	45 Tage)		
Q = 100 - 120 "	23 Tage)		
Q = 120 - 140 "	23 Tage)	Q = 120 m ³ /s	115 Tage
Q = 140 - 200 "	24 Tage)		
Q = 200 - 500 "	25 Tage)		
Q = 500 - 1000 "	7 Tage)	Q = 400 m ³ /s	32 Tage
Q = 1000 - 1500 "	6 Tage)		
Q = 1500 - 2000 "	9 Tage)	Q = 1550 m ³ /s	15 Tage
Q = 2000 - 2400 "	8 Tage		
	Σ = 360 Tage		Σ 360 Tage

Die mittleren Abflüsse wurden aus der Wasserfracht ermittelt,

$$\text{z. B. } 90 \text{ Tage} \cdot \frac{40 + 60}{2} \text{ m}^3/\text{s} = 4500 \text{ Tage} \cdot \text{m}^3/\text{s}$$

$$+ 100 \text{ Tage} \cdot \frac{60 + 80}{2} \text{ m}^3/\text{s} = 7000 \text{ Tage} \cdot \text{m}^3/\text{s}$$

$$\Sigma 190 \text{ Tage} \qquad \qquad \qquad \Sigma 11500 \text{ Tage} \cdot \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_m = \frac{11500 \text{ Tage} \cdot \text{m}^3/\text{s}}{190 \text{ Tage}} = 60,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Über den Zeitmaßstab für den Ablauf der einzelnen Abflüsse heisst es bei SEIFERT /11/ u. a.: "Für ein dynamisch vollkommen ähnliches Modell (ohne Tiefenverzerrung, ohne Gefälleverstärkung, mit Wasser gleicher Zähigkeit, mit maßstabsmässig verkleinertem Geschiebe gleicher Kornform, Wichte und Kornmischung wie in der Natur) müsste auch der Zeitmaßstab für alle zeitbedingten Grössen einheitlich sein wie Fliessgeschwindigkeit, Wellenschnelligkeit, Wasserstands- und Wassermengenänderungen (Ganglinien), Beschleunigungen und Verzögerungen in veränderten Querschnitten, in Senkungs- und Staustrecken, in Wirbeln und Wasserwalzen, ebenso auch für die Geschwindigkeit des Geschiebes im Einzelkorn und in Sandbänken. Diese theoretische Forderung ist allerdings schon wegen des Zusammenwirkens mehrerer Kräfte mit verschiede-

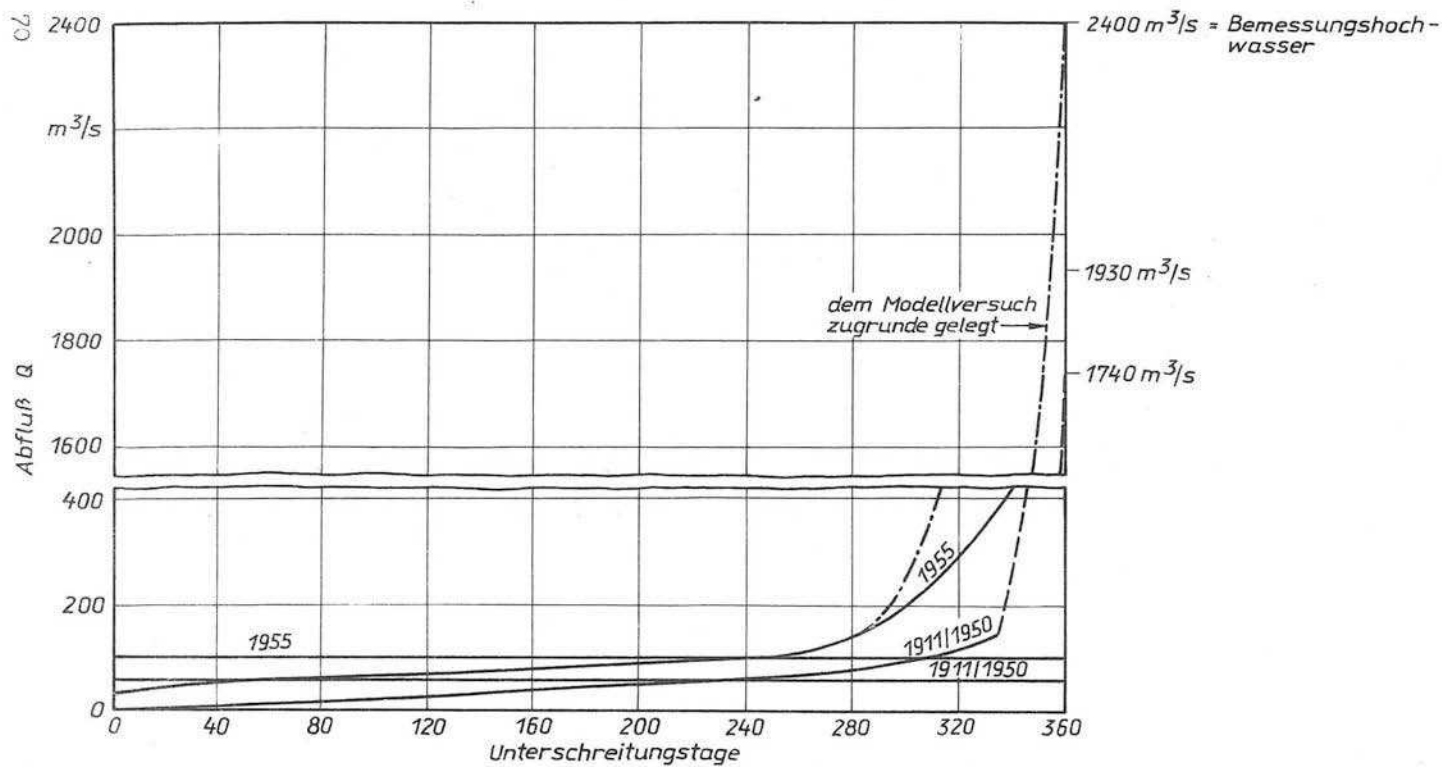


Abb. 30 Dauerlinie der Abflüsse am Pegel

nen Ähnlichkeitsgesetzen unerfüllbar. Sie muss aber auch aus praktischen Gründen in den allermeisten Fällen, so besonders bei Geschiebeuntersuchungen, geflissentlich übergangen werden, um zu einem brauchbaren Zeitaufwand zu kommen. Es ist also eine Zeitraffung erforderlich. Die Ähnlichkeit ist dann in dieser Hinsicht nur unvollkommen". Entsprechend dem FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetz ist der Zeitmaßstab

$$T = n^{1/2} \cdot t$$

Mit $n = 75$ wird $T = \sqrt{75} \cdot t = 8,65 \cdot t$.

Ein Abflussjahr im Modell würde danach $t = \frac{360 \text{ Tage}}{8,65} \approx 42$ Tage dauern, ein ganz unmöglicher Zeitaufwand. Um ihn wesentlich zu vermindern, steht u. a. die Gefälleverstärkung, wie im Abschnitt 1.2.1.1. ermittelt, zur Verfügung.

Für das Modell "Auslaufwehr" wurde der Geschiebezeitmaßstab, der auch für die Abflussganglinie gilt, zu 1 Tag in der Natur = 2 Minuten im Modell gewählt, d. h. bei 360 Tagen = 1 Jahr ist im Modell 1 Jahr = $2 \cdot 360 = 720$ Min. = 12 Std. = 0,5 Tag. Daraus ergibt sich der Geschiebezeitmaßstab zu

$$1 : n_G = \frac{0,5}{360} = \frac{1}{720}$$

$$n_G = 720$$

also eine etwa 80-fache Verkürzung gegenüber dem hydraulischen Zeitmaßstab $1 : 8,65$.

In /11/ heisst es dann weiter: "Für den Vergleich verschiedener Baumassnahmen und dergleichen bedarf es meistens nicht des vollkommenen Beharrungszustandes der Sohle. Bedingung aber ist, dass die Versuche wiederholbar sind, d. h. gleiche Formen ergeben, wenn sie vom gleichen Ausgangszustand ausgehen".

In der FAS werden die Abflüsse eines Jahres - entweder entsprechend einer langjährigen Reihe oder eines extremen Jahres - nachgebildet und zwei Versuchsjahre zum Ablauf gebracht, so dass

ein Hochwasser auf ein Niedrigwasserbett und ein Niedrigwasser auf ein Hochwasserbett trifft. Nach Ablauf von zwei Jahren ist dann gewöhnlich eine Bettgestaltung eingetreten, die der in der Natur nahe kommt /10/. Die Abb. 31 zeigt die Abflussganglinie in Form einer Treppenkurve - $\frac{1}{3}$ steigend und $\frac{2}{3}$ fallend. Weiterhin wurden die täglichen Abflüsse am Pegel der Abflussjahre 1954 und 1955 dargestellt.

1.2.2. Modellaufbau und Messtechnik

1.2.2.1. Modellaufbau

Das Wehrmodell wurde geometrisch ähnlich im Maßstab 1 : 75 der Grossausführung aufgebaut. Wie schon erwähnt, wurde nicht die gesamte Breite mit 13 Wehrfeldern, sondern nur 9 Wehrfelder dargestellt. Unterhalb der Tosbeckenendschwelle begann die Geschiebesohle in einer Dicke von 8 cm = 6,0 m in der Natur. Das Regelprofil, siehe Abb. 5, wurde nicht eingebaut, da dieses Profil zu einer Querschnittseinengung unterhalb der Tosbeckenendschwelle geführt hätte, siehe auch Abb. 23 und 24. Es wurde ein Trapezprofil mit 64,0 m Sohlenbreite und Böschungsneigungen 1 : 3 entsprechend der Tosbeckenendschwellenlänge vorgesehen. Die Geschiebesohle wurde mit einem Gefälle $i_g = 1 : 1000$ eingebaut. Die Modellrauhigkeit wurde durch Vorversuche getestet und entsprechend den Erfordernissen angepasst.

1.2.2.2. Messtechnik

Die Messtechnik entsprach im wesentlichen der im Abschnitt 1.1.2.2. beschriebenen. Als zusätzliche Aufgaben kamen bei dem Modell mit beweglicher Sohle die Geschiebeabgangsmessungen und die Sohlenprofilmessungen hinzu.

Die Geschiebeabgangsmessungen wurden in einfacher Form mittels eines Geschiebefangs am Ende des Modelles durchgeführt. Das im Geschiebefang abgelagerte Geschiebe wurde nach Ablauf eines Versuchsjahres mit einem Hohlmaß von 1 dm³ Inhalt gemessen.

Die Profilaufnahmen wurden mit einem Spitzentaster durchgeführt. Der Spitzentaster wurde auf einem Messwagen mit Messbrücke angeordnet, so dass jeder Punkt der Sohle erreichbar war. Die Abb.

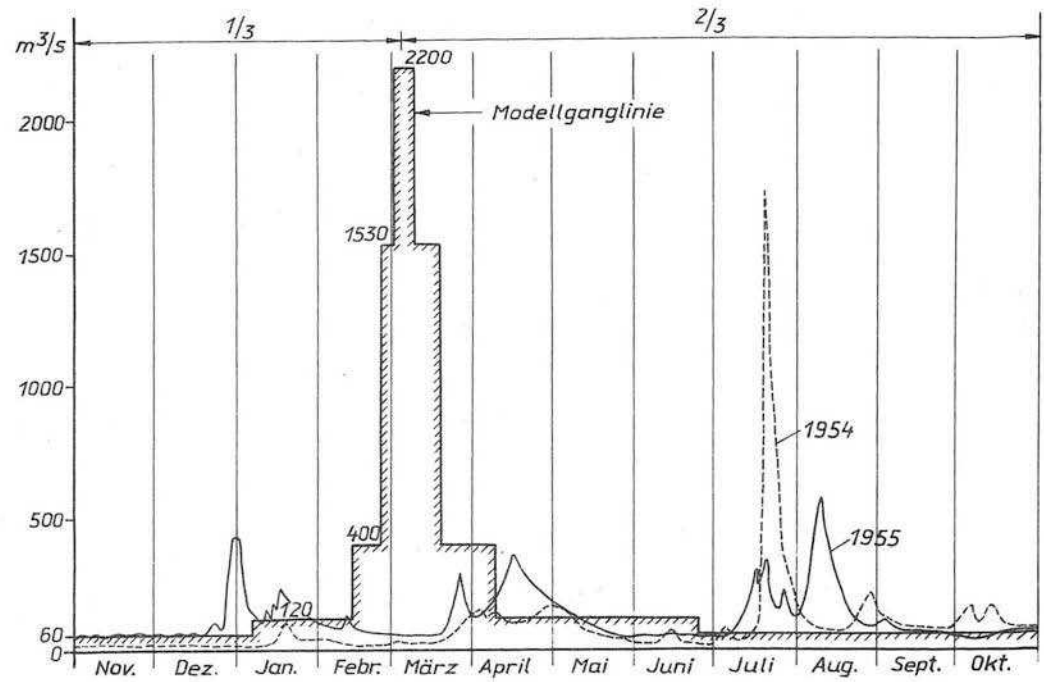


Abb.31 Abflußganglinie für das Modell und am Pegel

32 zeigt die Modellstrecke mit Messwagen. Am linken unteren Bildrand ist der Geschiebefang erkennbar, auf dem Messwagen die Messbrücke mit Spitzentaster. Auf dem Messwagen befindet sich ausserdem eine Schreibtrommel für Längsprofilaufnahmen.

1.2.3. Modellversuche

1.2.3.1. Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm war durch die Aufgabenstellung vorgegeben. Es wurde zunächst von der vom Projektanten vorgegebenen Lösung ausgegangen und dann die erkannten Verbesserungsmöglichkeiten im folgenden Versuch eingebaut.

Die Versuche konzentrierten sich auf die Untersuchung der Kolkbildung in Abhängigkeit von der Tosbeckengestaltung, wobei zunächst auf jede Befestigung der Sohle verzichtet wurde. Durch Verbesserungen in der Tosbeckengestaltung sollte ein möglichst kleiner Kolk erreicht und dieser dann bei der Bauausführung künstlich hergestellt und befestigt werden.

1.2.3.2. Durchführung der Versuche

Die Versuche wurden mit dem Auslaufwehr gemäss Projekt, wie auf Abb. 33 dargestellt, begonnen. Zur Überprüfung der OW-Stände und der Wehrleistungskurve wurden die Abflüsse nach dem FROULESchen Ähnlichkeitsgesetz (Gl. 14) mit

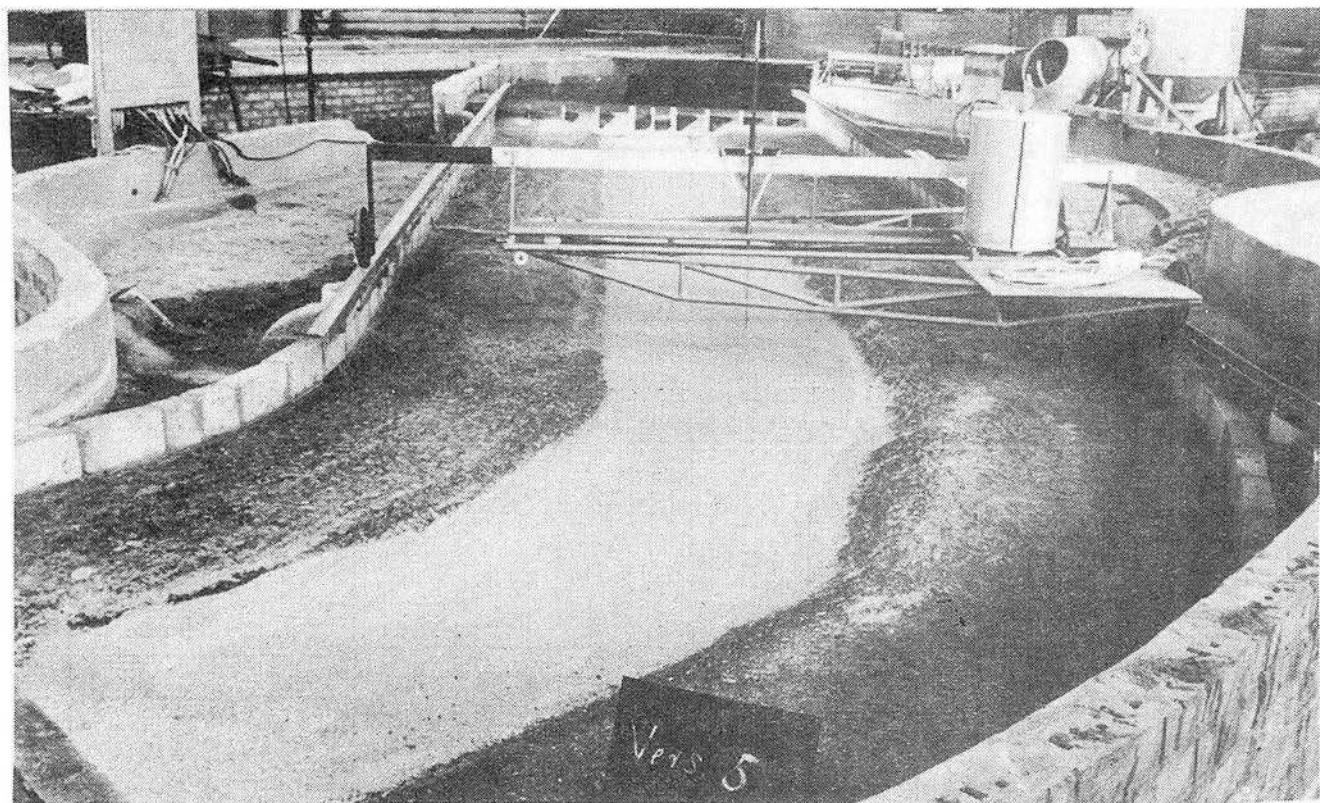
$$q = \frac{Q}{n^{5/2}}$$

ermittelt und zum Abfluss gebracht. Es konnte volle Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus dem verzerrten Gesamtmodell gefunden werden. Für die Untersuchung der anschliessenden Geschiebestrecke wurden die Abflüsse dann gemäss Gl. (22)

$$q_M = \frac{60,5 \cdot Q}{n^{5/2}}$$

ermittelt.

Im Modell wurden für den Breitenausschnitt folgende Abflüsse



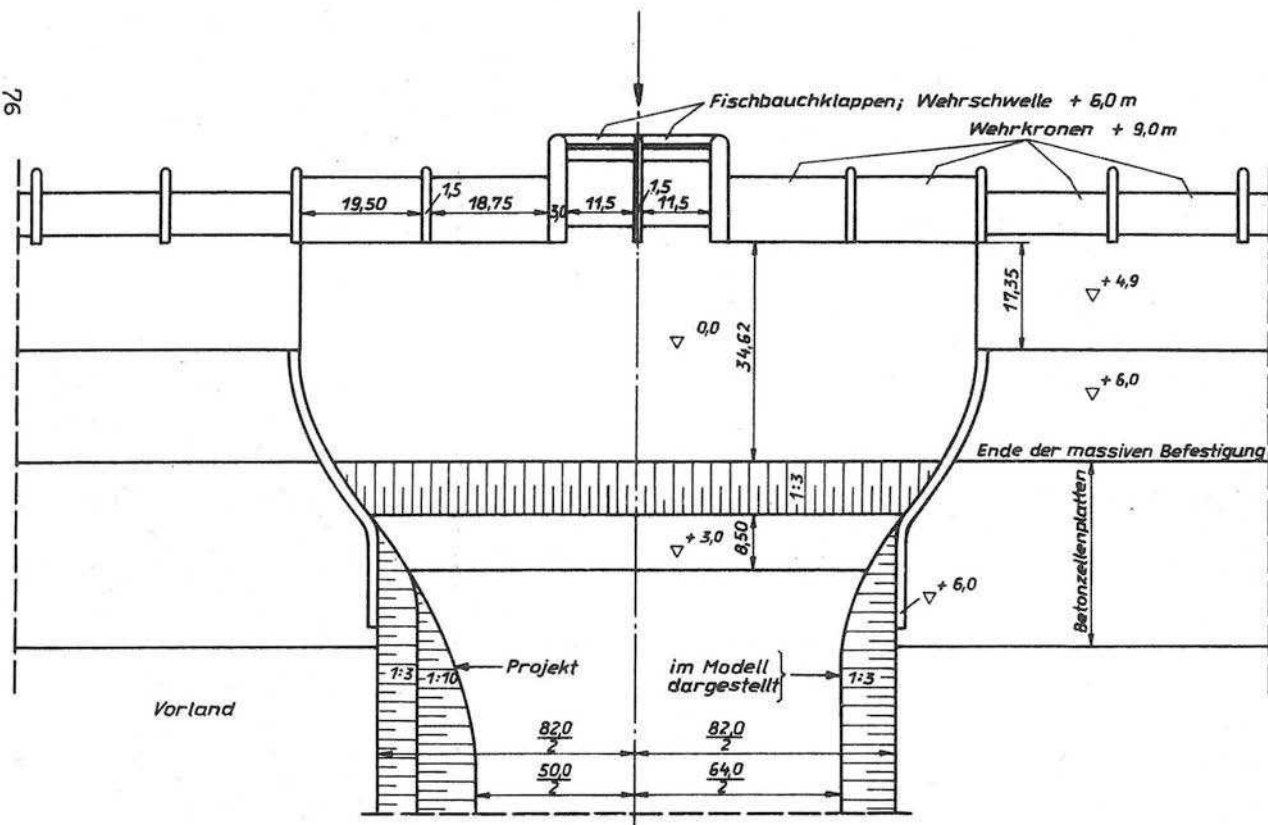


Abb. 33 Auslaufwehr - Projekt -

vorgesehen:

N a t u r		M o d e l l
nach Abb. 31	für den Ausschnitt	$q_M = \frac{60,5 \cdot Q}{n^{5/2}}$
$Q \text{ /m}^3\text{/s/}$	$Q' \text{ /m}^3\text{/s/}$	$/\text{l/s/}$
120	120	12,15
400	360	21,75
1530	1165	38,0
2200	1615	44,6

Der Abfluss $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde nicht eingestellt, da bei diesem Abfluss noch keine Geschiebebewegung vorhanden ist.

Die Tosbeckengestaltung war gegenüber den Versuchsergebnissen mit dem Gesamtmodell insofern geändert worden, als die Tosbeckensohle von $-1,0$ auf $0,0$ angehoben wurde und die Tosbeckenendschwelle nicht senkrecht, sondern $1 : 3$ geböscht worden war (Abb. 33).

Die ersten Versuche zeigten, dass die geböschte Endschwelle keine wirksame Energieumwandlung ergab. Der durch die beiden tieferliegenden Mittelöffnungen (Fischbauchklappen gelegt) hindurchschiesende Strahl geht ohne wesentliche Energieabgabe über die Endschwelle hinweg und greift die Geschiebesohle an. Die Abb. 34 zeigt die Kolkbildungen nach Ablauf von zwei Versuchsjahren.

Die ermittelten Kolkiefen lagen zwischen 5 und 6 m. Die unsymmetrische Ausbildung der Kolke wurde durch den Betriebsfall 1 - eine Klappe abgesenkt, eine Klappe in Staustellung - hervorgerufen. Auffällig ist, dass sich die Kolke in Böschungsnähe bildeten, während in Flussachse relativ kleine Tiefen vorhanden waren.

Im nächsten Versuch wurde dann eine senkrechte Tosbeckenendschwelle untersucht. Die senkrechte Wand wurde am Fusspunkt der Böschung angeordnet, so dass die befestigte Breite der Endschwelle sich von 8,5 m auf $8,5 + 3 \times 3 \text{ m} = 17,5 \text{ m}$ vergrösserte. Nach diesem Versuch ergaben sich Kolkiefen von 3 bzw. 3,5 m; sie waren also um fast die Hälfte kleiner als die Tiefen bei dem vorangegangenen Versuch mit geböschter Endschwelle. Die Abb. 35 zeigt

die Sohlenumbildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren. Einen wesentlichen Anteil an diesem guten Ergebnis hat die verbreiterte Endschwelle, da der durch den Schwall an der Endschwelle hervorgerufene Fließwechsel über der befestigten 17,5 m breiten Schwelle eintritt und die anschliessende Geschiebesohle dadurch nicht dem vollen Angriff der schiessenden Strömung ausgesetzt ist.

Diese Lösung entspricht im Prinzip der von DIETZ /12/ in zahlreichen Veröffentlichungen vorgeschlagenen, die eine befestigte Strecke unterhalb des Tosbeckens vorsieht.

Wie aus der Abb. 35 weiterhin hervorgeht, verläuft die Auskolkung von der Tosbeckenrandmauer etwa unter 45° zur Flussachse. Diese Richtung wurde durch die Zusammenführung des Tosbeckens auf Flussbettbreite vorgegeben. In einem weiteren Versuch wurde daher das Tosbecken um je eine Wehrfeldbreite links und rechts verkleinert, so dass die eingetiefte Tosbeckenbreite jetzt etwa der Flussbreite entsprach. Nach Ablauf von zwei Versuchsjahren ergaben sich Kolk-tiefen von 3 bzw. 4 m. Die Kolke lagen jetzt nicht mehr unmittelbar an den Böschungen, wie aus Abb. 36 hervorgeht. Unter Berücksichtigung der Tosbeckengrösse kann dieses Ergebnis als sehr gut bezeichnet werden.

Der Einfluss der Schwellenbreite wurde im folgenden Versuch untersucht. Die Schwellenbreite wurde von 17,5 m auf 8,5 m reduziert, d. h. die ursprüngliche Breite wieder hergestellt. Nach Ablauf von zwei Versuchsjahren wurden Kolk-tiefen von 4,5 bzw. 5 m gemessen. Die Abb. 37 zeigt die Kolkbildung nach diesem Versuch. Es zeigte sich, dass die Befestigungslänge unterhalb des Tosbeckens einen erheblichen Einfluss auf die Kolk-ausbildung und Kolkgrösse bzw. -tiefe hat.

Durch die Verkürzung des Tosbeckens um weitere 8,5 m konnte die Endschwellenbreite wieder auf 17,0 m vergrössert werden. Dadurch trat eine wesentliche Verbesserung gegenüber den vorangegangenen Versuchen ein, wie aus Abb. 38 ersichtlich ist. Der Kolk hatte hier die Form eines Kessels mit flachen Böschungen. Nach 2 Versuchsjahren wurde die Kolk-tiefe zu 4 m gemessen.

Versuche mit Einbauten im Tosbecken (Stossbalken in verschiedenen Abständen) brachten keine Verbesserung des Ergebnisses. In /13/



Abb. 34 Tosbecken mit geböschter Endschwelle - $B = 8,5 \text{ m}$ - Kolkbildung
nach Ablauf von 2 Versuchsjahren

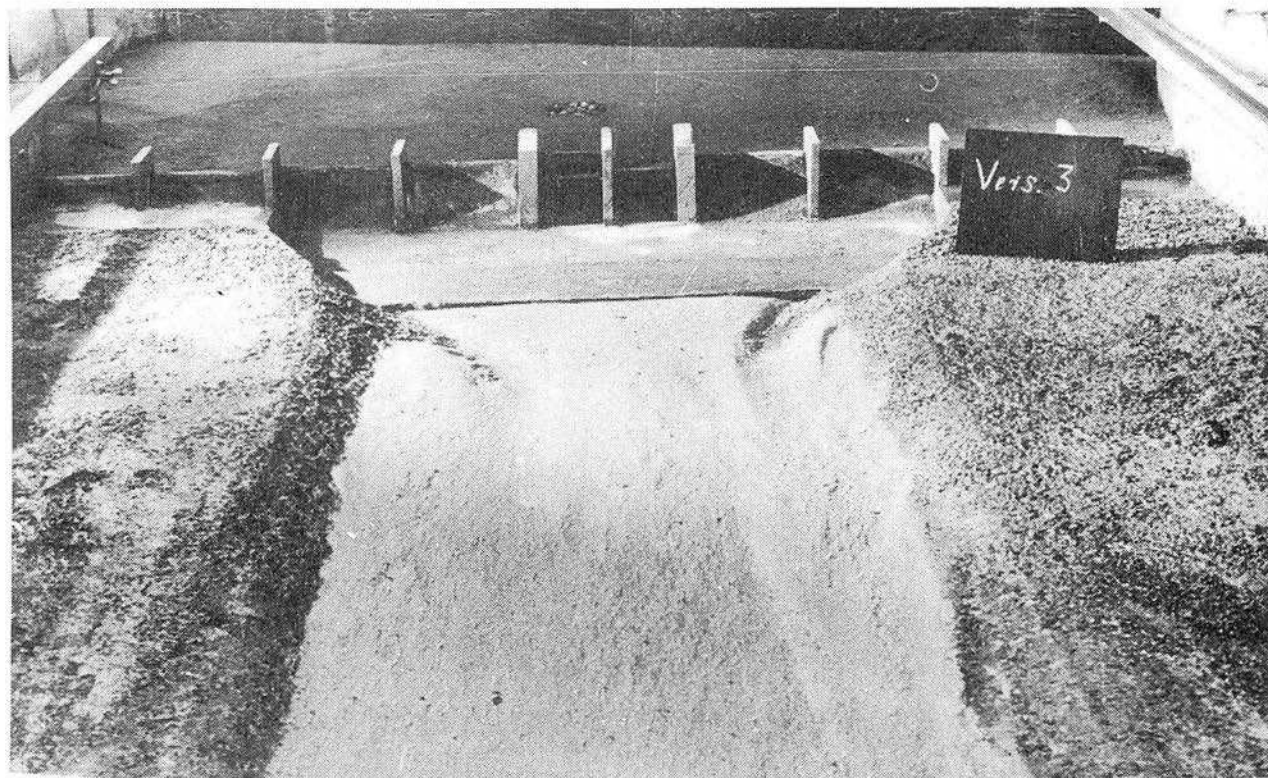


Abb. 35 Tosbecken mit senkrechter Endschwelle - $B = 17,5 \text{ m}$ - Kolk-
bildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren

wurde ein Hinweis auf Modellversuche von LUDIN gefunden, der durch den Einbau einer "Keilschwelle" gute Ergebnisse erhalten hatte. Dieser Versuch wurde ebenfalls durchgeführt. Die Abb. 39 zeigt, dass das Ergebnis des Versuches mit Keilschwelle wesentlich ungünstiger war gegenüber dem Versuchsergebnis auf Abb. 38.

Eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse zeigt die Abb. 40. Daraus geht hervor, dass der Versuch 12 (Abb. 38) das kleinste Tosbecken mit der geringsten Kolkentiefe ergeben hat und als Grundlage für die Anordnung eines künstlichen Kolkes dienen konnte. Die Anordnung von Stossbalken im Tosbecken führte zu erheblichen Randkolken und konnte nicht empfohlen werden. Dagegen erwies sich eine breite Endschwelle als sehr günstig, so dass die Breite von 17 m beibehalten wurde.

Für die Anordnung eines künstlichen Kolkes sprachen folgende Gründe:

1. Es kann sich keine Kolkbank bilden, da aus dem künstlich angelegten Kolk kein oder nur sehr wenig Geschiebe kommt.
2. Durch die Verhinderung willkürlicher Geschiebeablagerungen werden unkontrollierte Strömungsverhältnisse, die zu Uferanriffen führen können, vermieden.
3. Die Sohlenbeanspruchung im Kolkbereich ist gering infolge des grossen Abflussquerschnittes.
4. Es bildet sich eine Grundwalze aus, die zur Stabilität der Kolkböschung unterhalb der Tosbeckenendschwelle beiträgt.
5. Der Kolk und seine Befestigung können im Trockenen hergestellt werden.

Im Modell wurde der künstliche Kolk 3 m tief unter Sollsohle (Natur) eingebaut. Die Böschungsneigungen des Kolkes betrugen 1 : 3. Der Anstieg zur Sollsohle in Fliessrichtung betrug 1 : 10. Die Kolksicherung wurde im Modell mit Korndurchmesser $d_M = 7 - 10 \text{ mm}$ hergestellt. Die Gesamtlänge der Kolksicherung betrug vom Ende der Endschwelle aus 12 m (Natur).

Nach Ablauf von 2 Versuchsjahren (Abb. 41) waren an der Steinschüttung keine Veränderungen festzustellen. Flussabwärts von

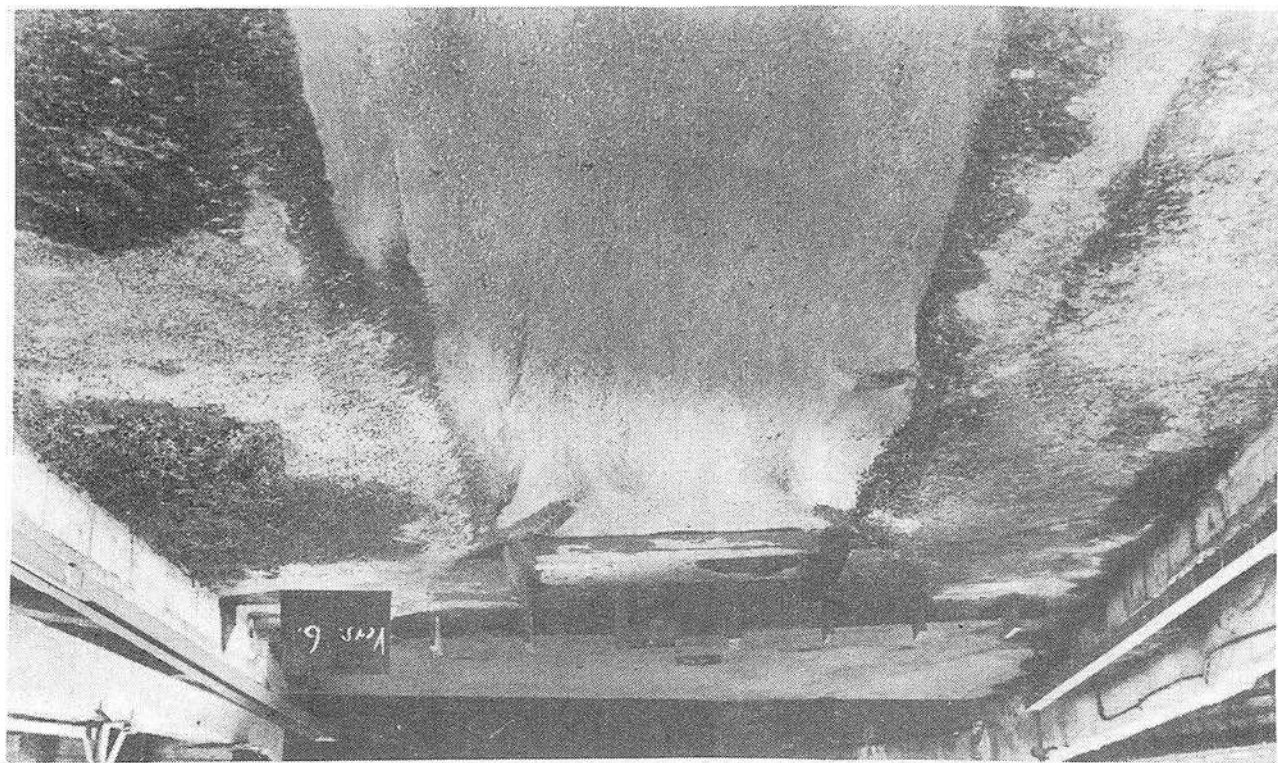


Abb. 36 Tosbecken mit reduzierter Breite. Kolkbildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren.

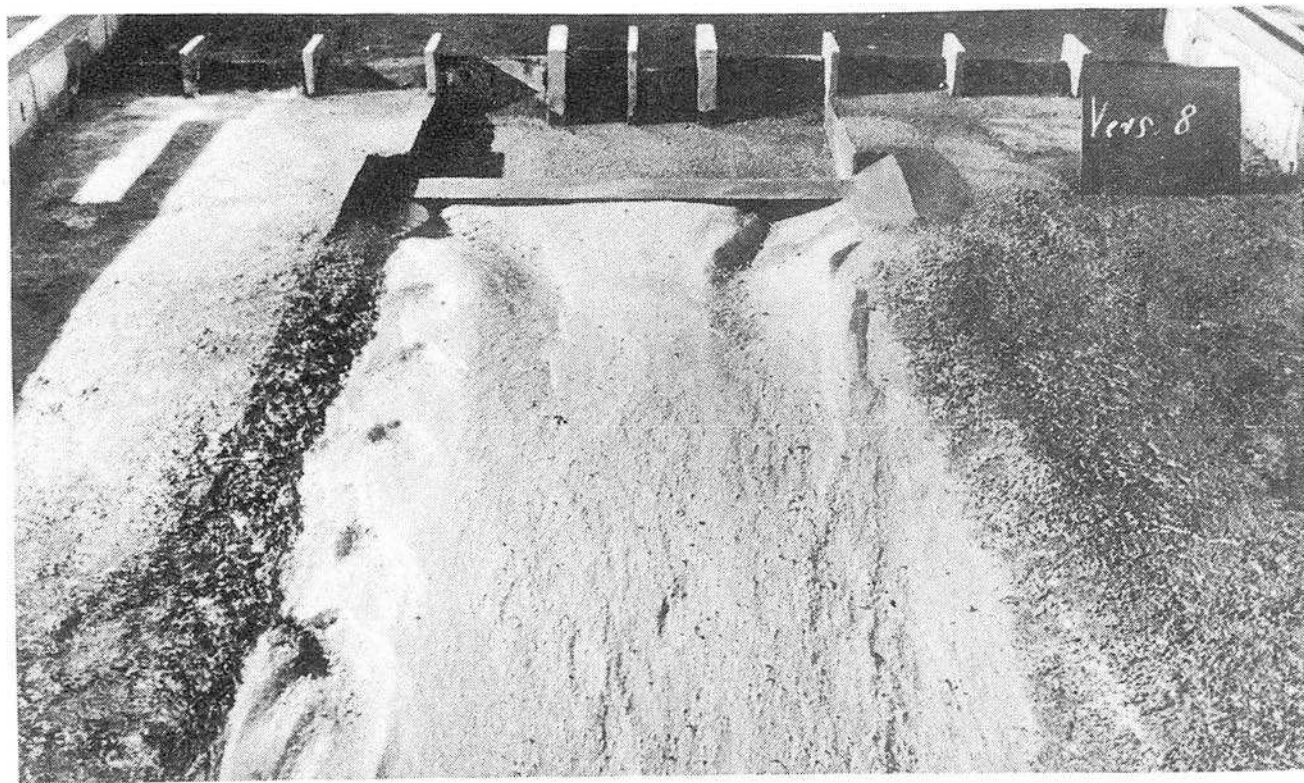


Abb. 37 Tosbecken mit Schwellenbreite $B = 8,5 \text{ m}$

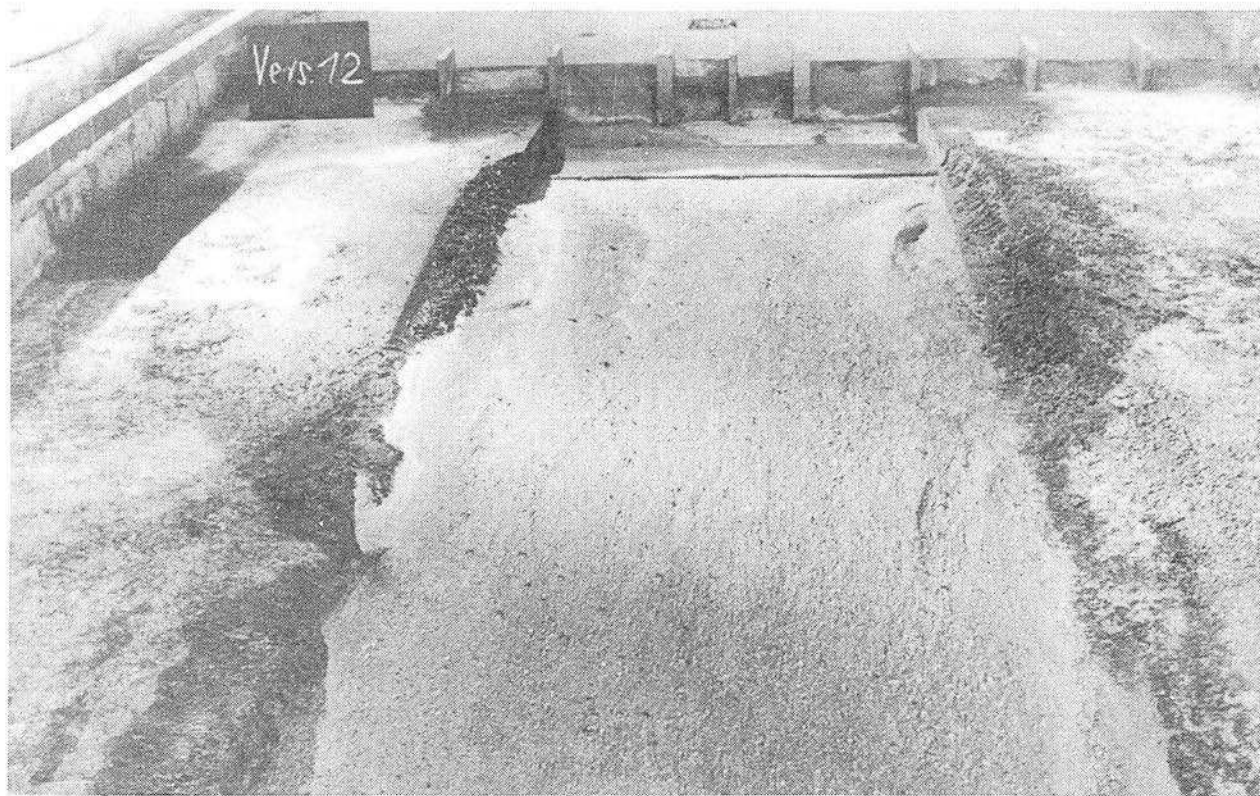


Abb. 38 Tosbecken um 8,5 m verkürzt. Schwellenbreite $B = 17,0$ m.
Kolkbildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren.

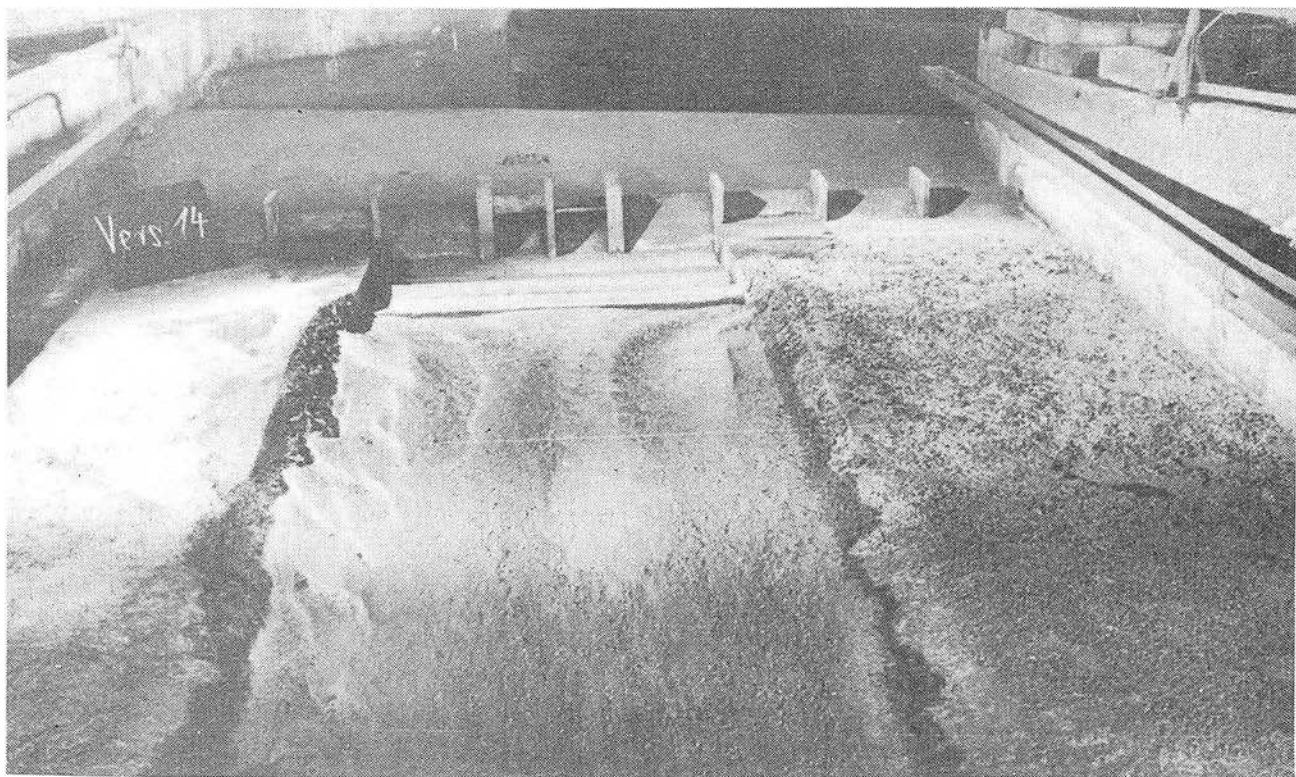


Abb. 39 Tosbecken wie vor mit eingebauter Keilschwelle. Kolkbildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren.

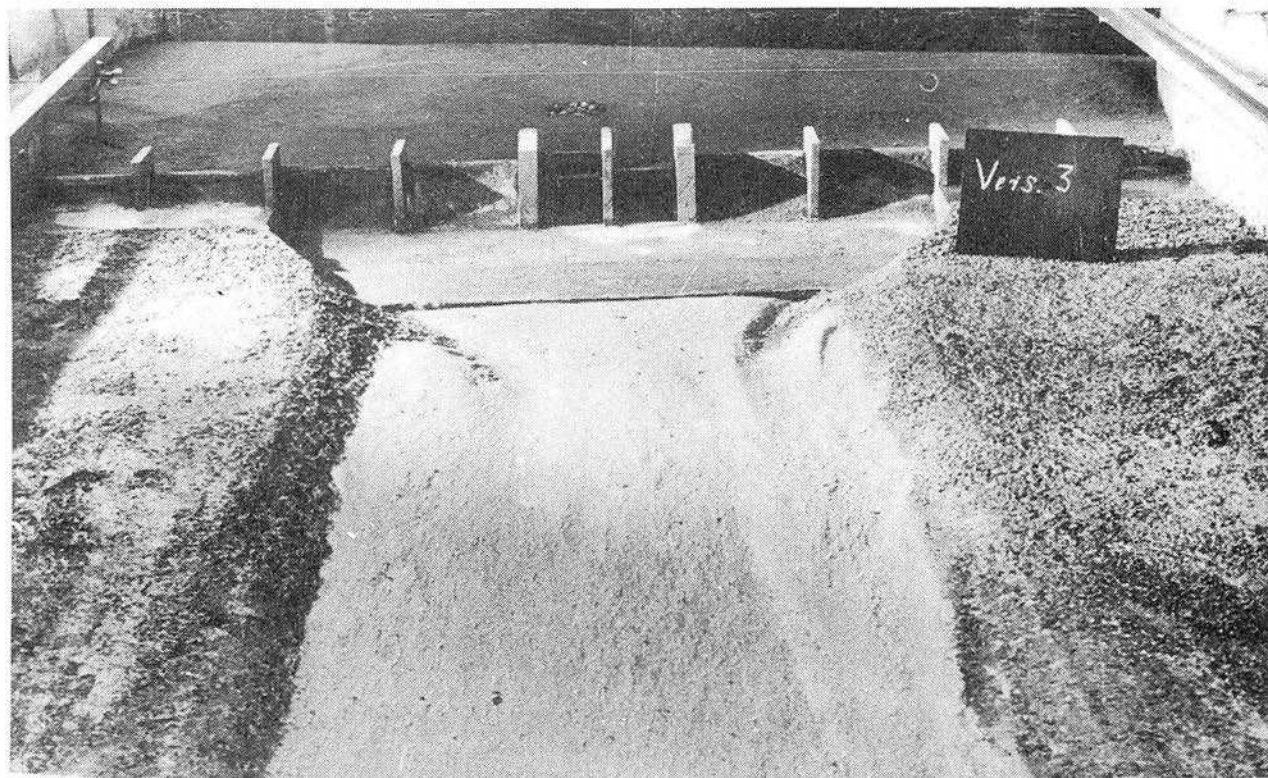


Abb. 35 Tosbecken mit senkrechter Endschwelle - $B = 17,5 \text{ m}$ - Kolk-
bildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren

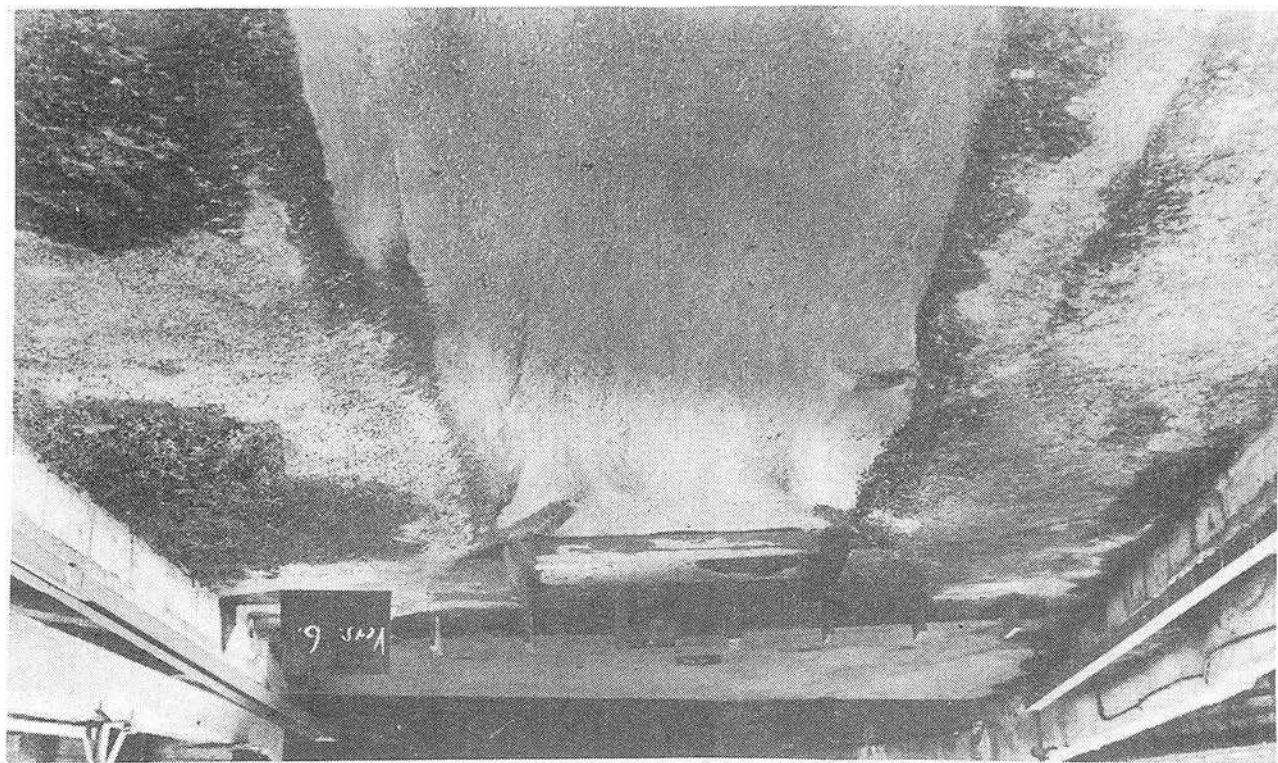


Abb. 36 Tosbecken mit reduzierter Breite. Kolkbildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren.

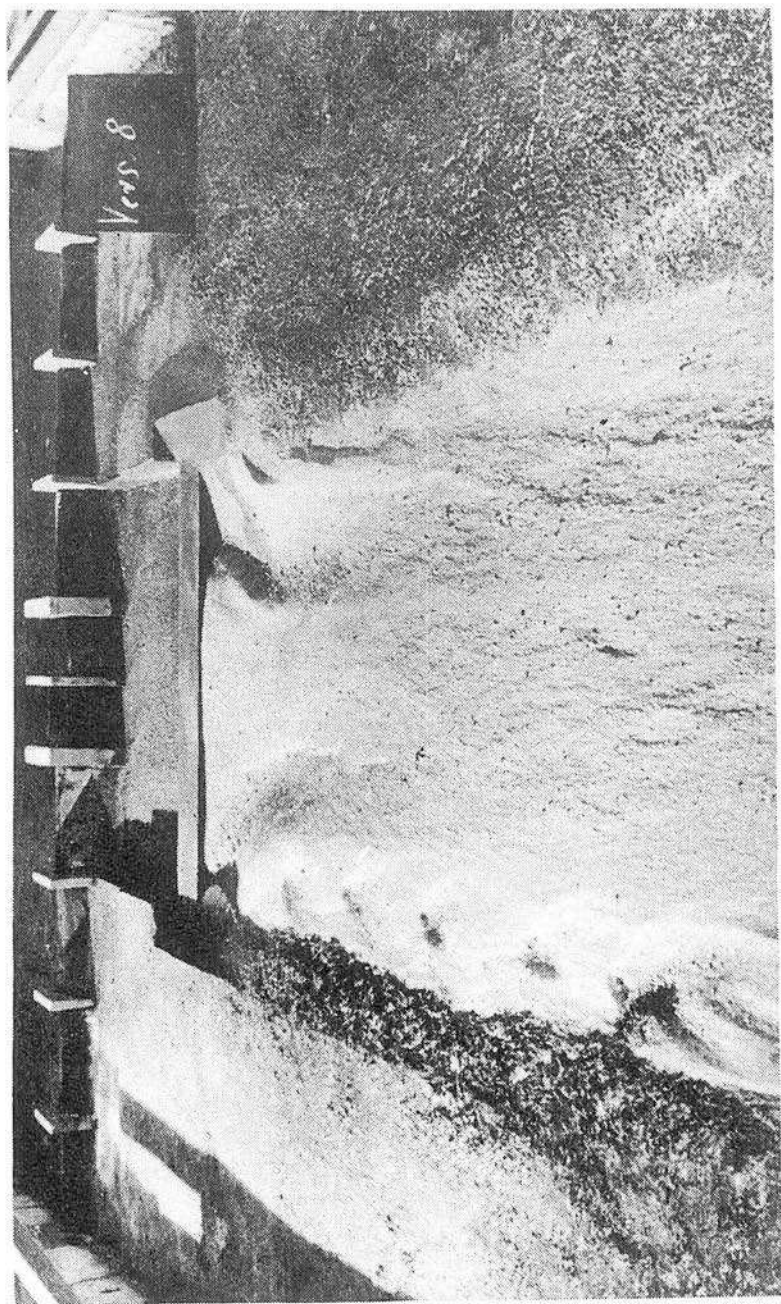


Abb. 37 Tosbecken mit Schwellenbreite $B = 8,5 \text{ m}$

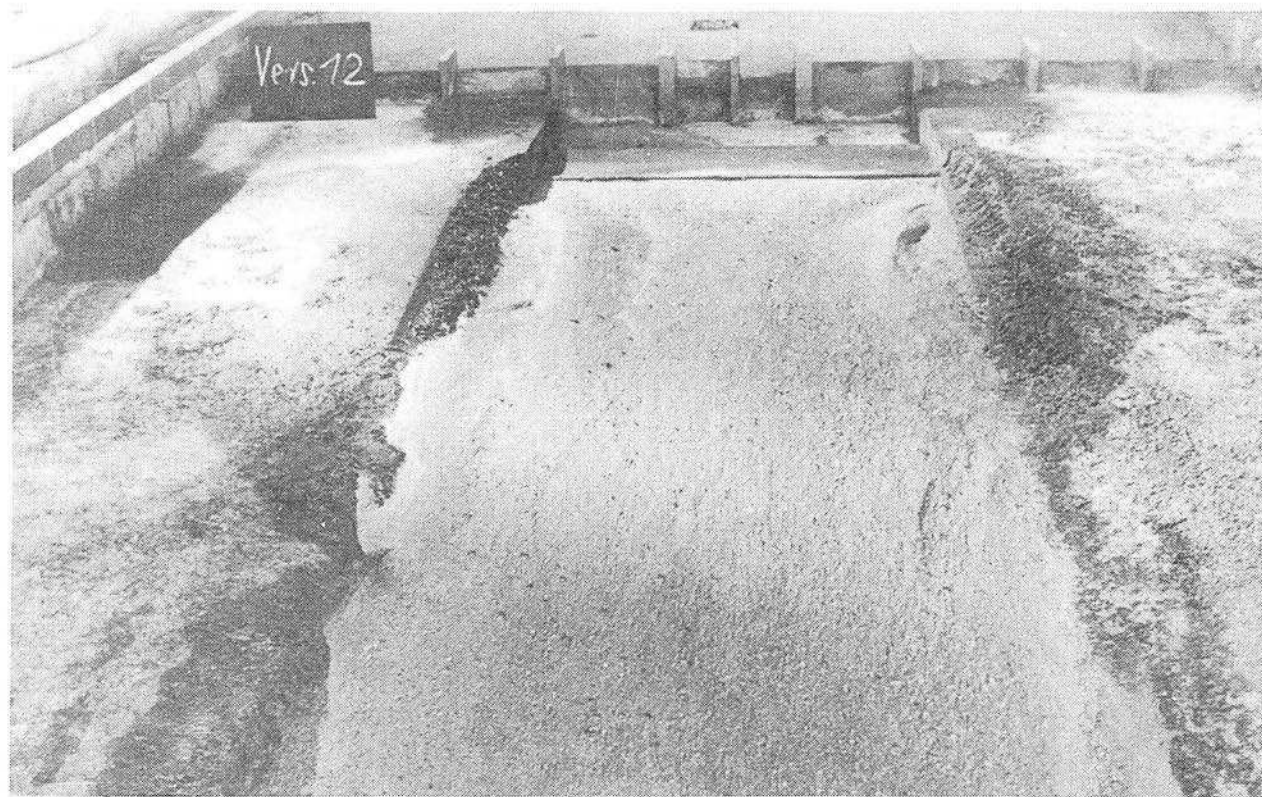


Abb. 38 Tosbecken um 8,5 m verkürzt. Schwellenbreite $B = 17,0$ m.
Kolkbildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren.

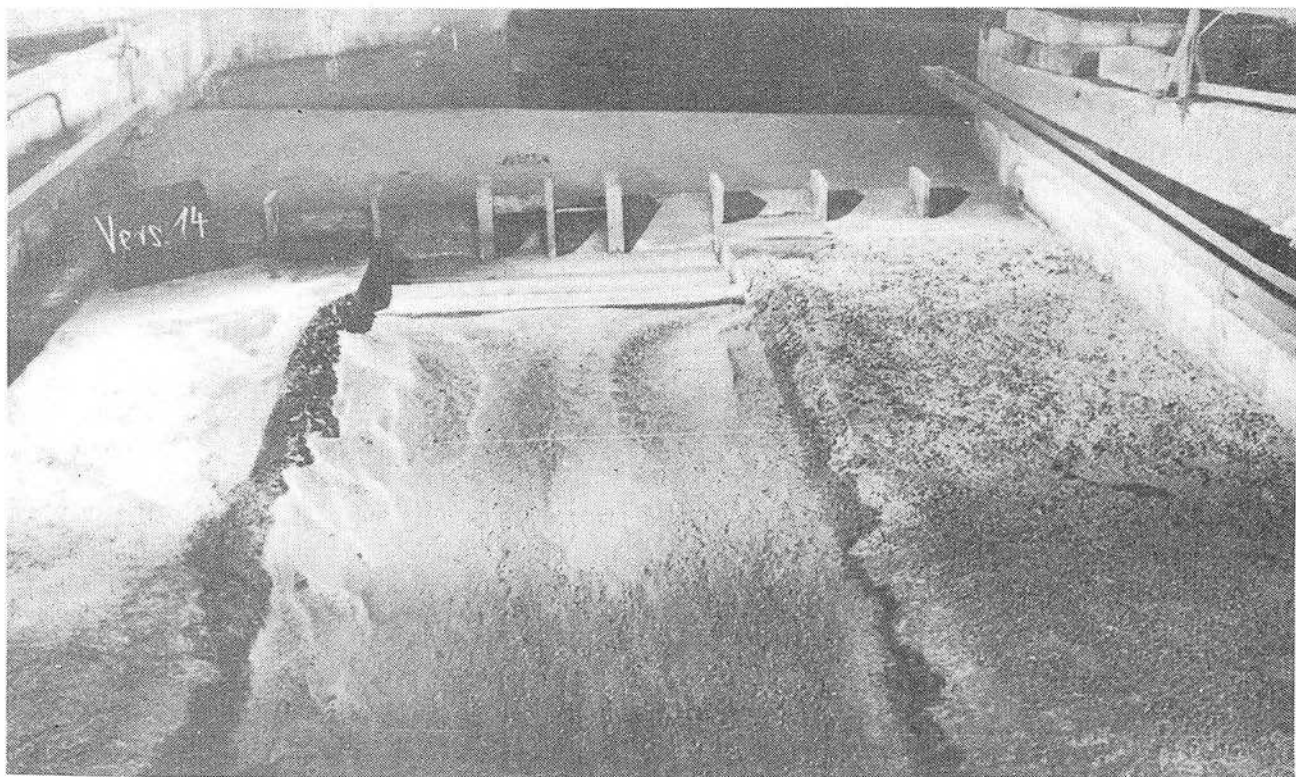
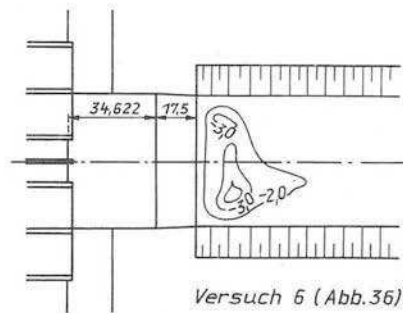
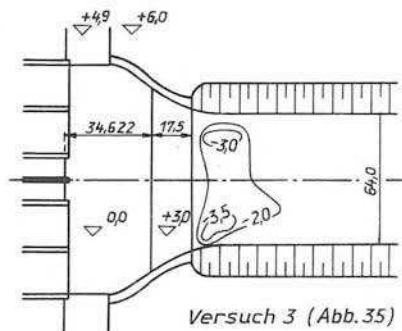
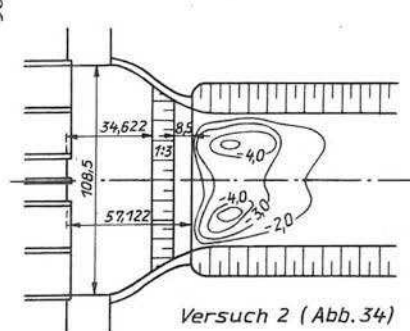


Abb. 39 Tosbecken wie vor mit eingebauter Keilschwelle. Kolkbildung nach Ablauf von 2 Versuchsjahren.



Tiefenlinien auf +3,0 m bezogen

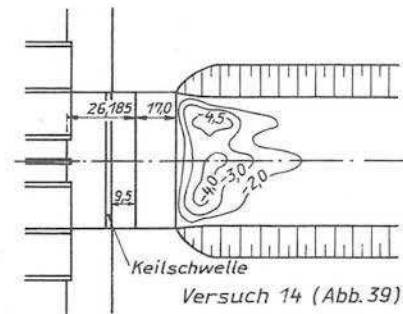
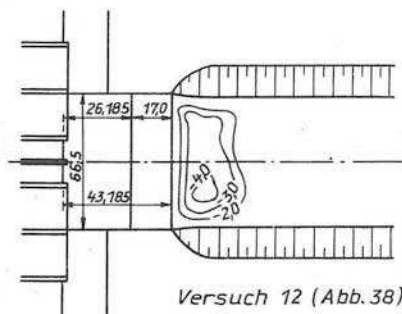
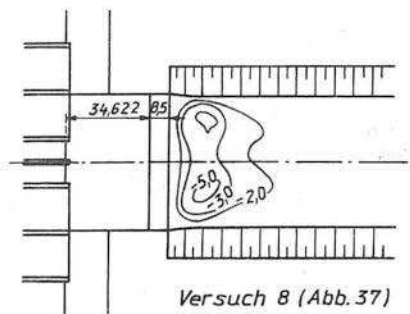


Abb. 40 Zusammenstellung der untersuchten Tosbecken

der Steinschüttung wurden Kolkiefen bis zu 5 m gemessen.

Nach Ablauf von 6 Versuchsjahren (Abb. 42) hatte sich dieser Kolk auf etwa 6 m vertieft. Er hatte eine langgestreckte Form angenommen. Einzelne Steine wanderten in diesen Kolk. Die Steinschüttung selbst machte, wie aus Abb. 42 ersichtlich, einen guten Eindruck.

Um eine weitere Vertiefung des Kolkes zu verhindern, wurde dieser Kolk mit Korngrößen $d_M = 5 - 7 \text{ mm}$ im Modell verbaut und anschliessend der Versuch fortgesetzt. Nach insgesamt 8 Abflussjahren hatte sich im Bereich der Kolksicherung wenig verändert. Unterhalb der Steinschüttung traten weitere Sohlenerosionen auf, die aber keine Vergrösserung der Kolkiefen, sondern eine Verlängerung des Kolkes symmetrisch zur Flussachse hervorriefen, wie die Abb. 43 zeigt.

Der Versuch wurde bis zum 12. Versuchsjahr fortgeführt. Nach Ablauf von 12 Jahren waren an den Steinschüttungen keine Veränderungen festzustellen, wie die Abb. 44 erkennen lässt. Als wesentlichstes Ergebnis kann festgestellt werden, dass es gelungen ist, die Sohlenerosion auf den mittleren Bereich des Flussbettes zu konzentrieren, so dass die Flussbettböschungen keinen Erosionsangriff ausgesetzt sind. Die Abb. 44 zeigt besonders deutlich die Kolkverlängerung im Anschluss an die 2. Steinschüttung (helles Korn). Durch die Vorgabe des künstlichen Kolkes war es gelungen, die Strömung auf die Flussbettmitte zu konzentrieren.

Die Veränderungen der Flußsohle in Abhängigkeit von der Versuchsdauer wurde durch Sohlenaufmessungen nach jedem Abflussjahr verfolgt.

Auf Abb. 45 wurde der Längsschnitt mit den wichtigsten Phasen der Sohlenumbildung und der Tiefenplan nach Ablauf von 12 Versuchsjahren dargestellt. Nach dem zusätzlichen Kolkverbau nach dem 6. Versuchsjahr hat sich der Kolk bei - 3,5 m unter Sollsohle stabilisiert. Es hat sich in der Mitte des Flussbettes eine langgestreckte Rinne etwa - 0,5 m unter Sollsohle gebildet, die eine leichte Mäanderung zeigt.

Nach Abschluss des Versuches wurden in den Profilen 1 und 2 = 157,5 bzw. 382,5 m unterhalb der Tosbeckenendschwelle Geschwin-

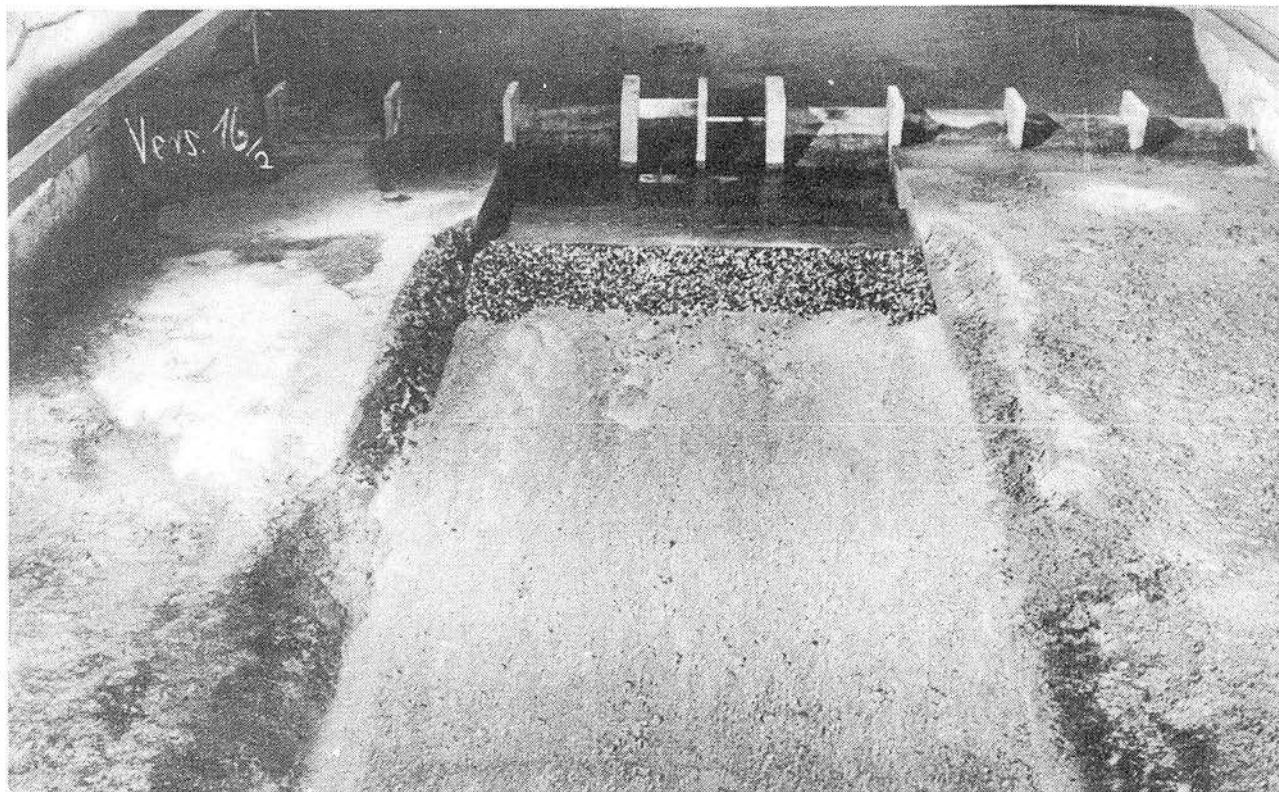


Abb. 41 Anlage eines künstlichen Kolkes unterhalb der 17 m breiten Endschwelle. Steinschüttung ($d = 7 - 10$ mm im Modell) mit einer Neigung 1 : 3 zum Kolk. Zustand nach Ablauf von 2 Versuchsjahren.

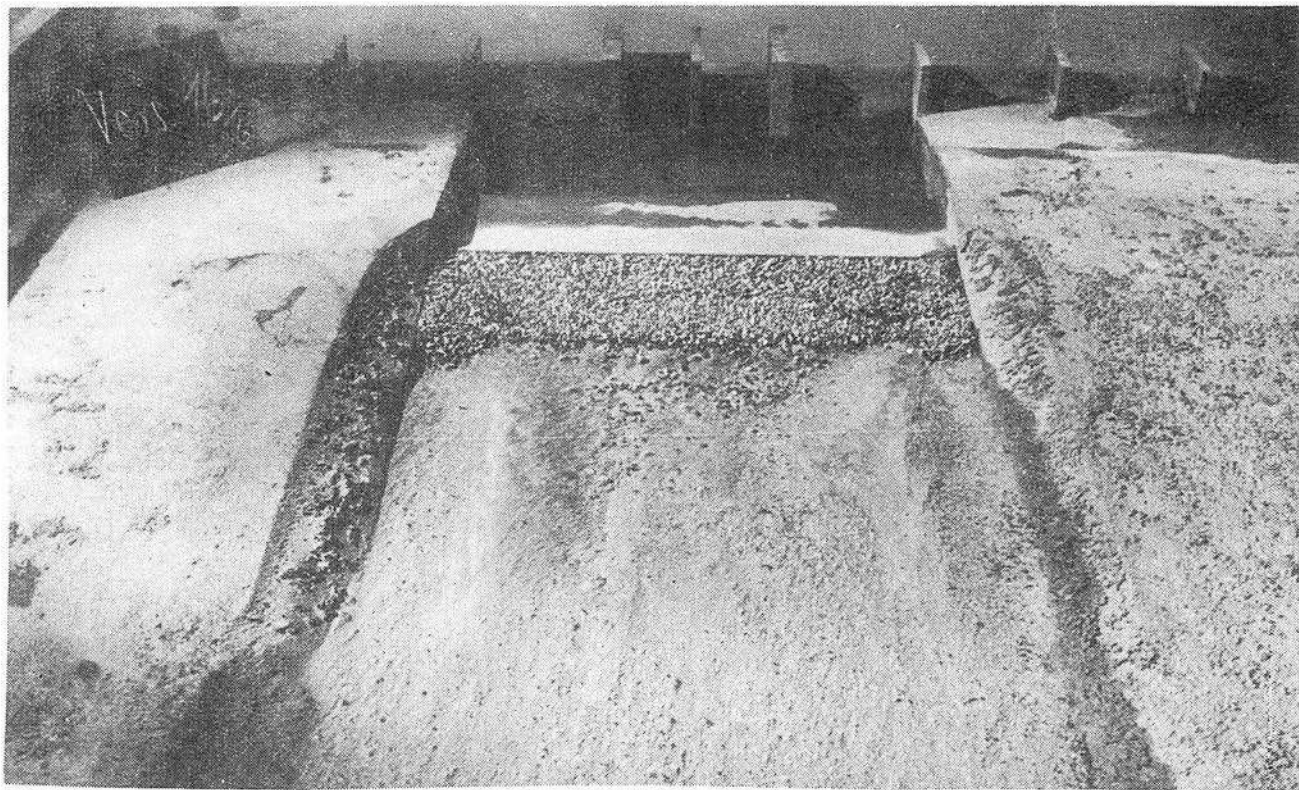


Abb. 42 Sohlenveränderung nach Ablauf in insgesamt 6 Versuchsjahren

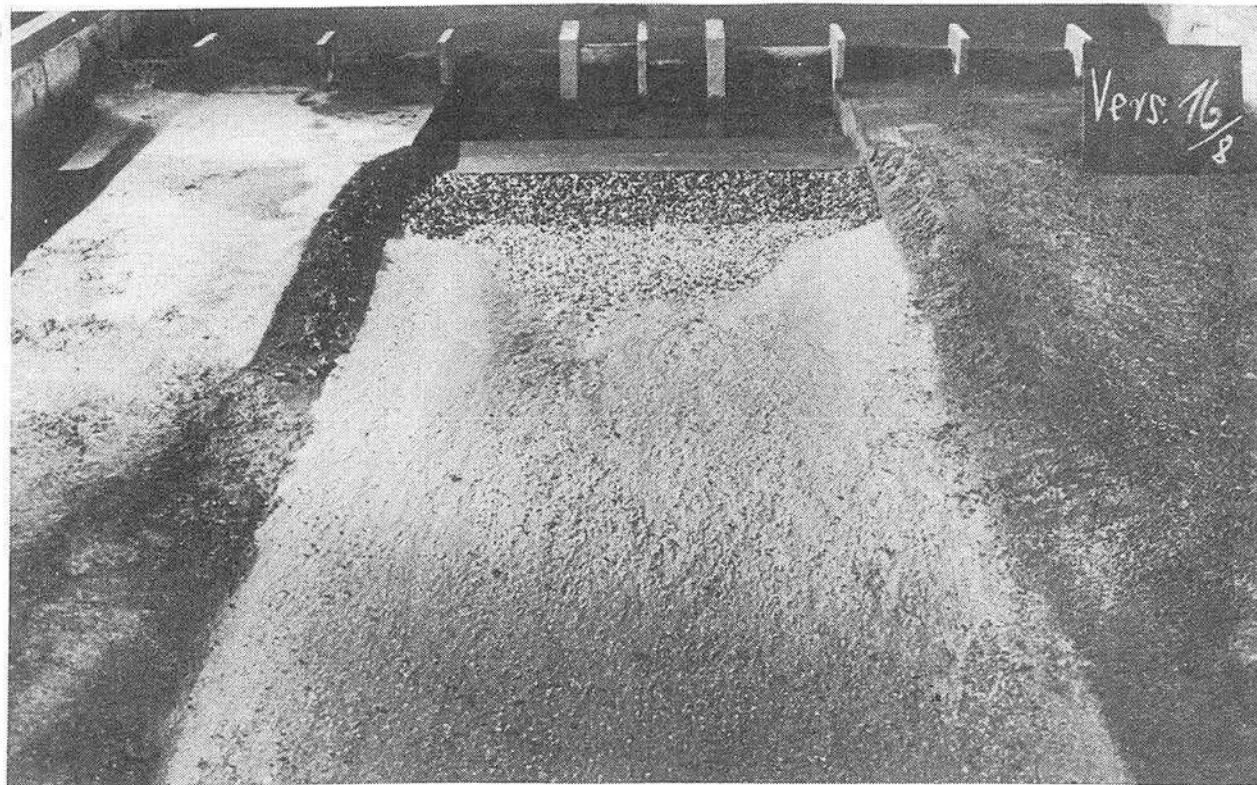


Abb. 43 Zusätzliche Steinschüttung ($d = 5 - 7$ mm im Modell) nach dem 6. Versuchsjahr. Sohlenveränderung nach insgesamt 8 Versuchsjahren.

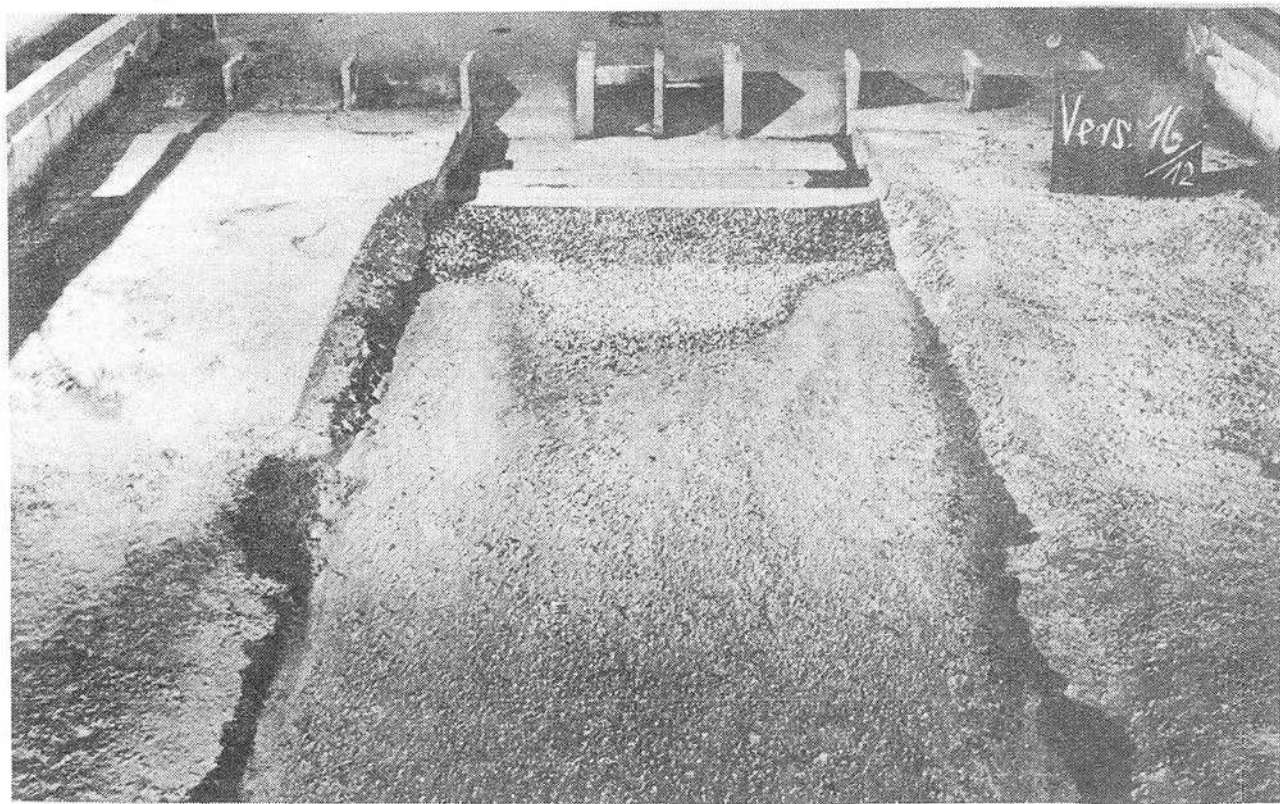


Abb. 44 Sohlenumbildung nach Ablauf von insgesamt 12 Versuchsjahren

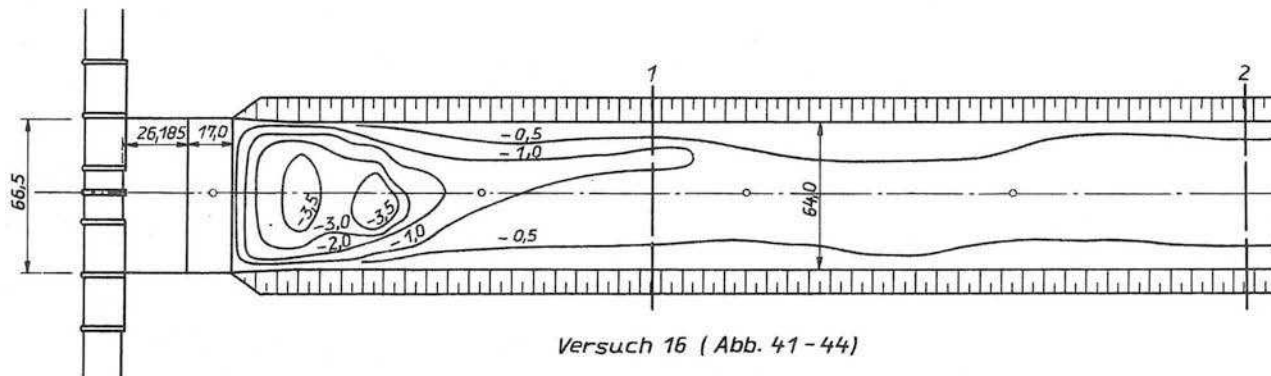
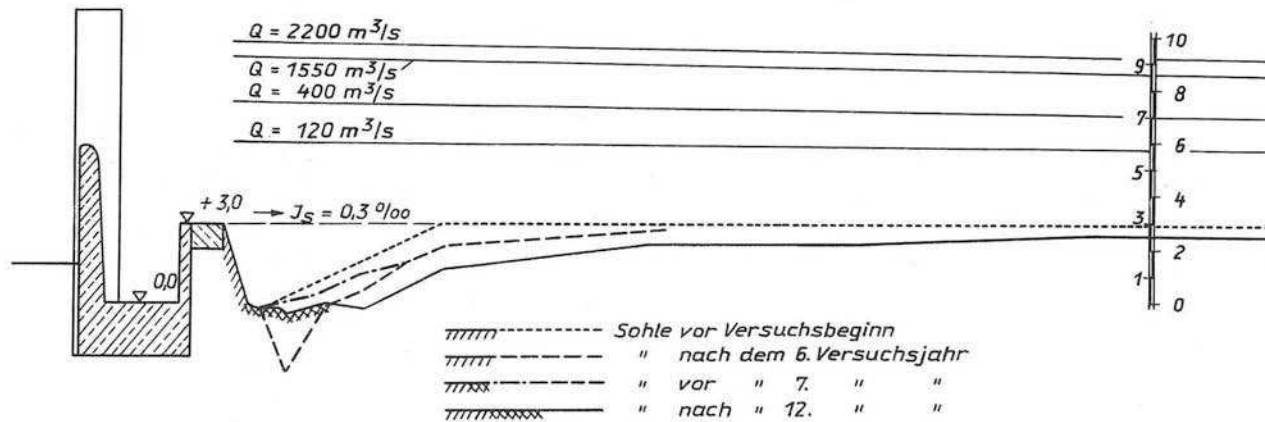


Abb. 45 Längsschnitt und Tiefenplan mit künstlichem Kolk

digkeitsmessungen durchgeführt. Zwischen den beiden Profilen wurde eine Geschwindigkeitszunahme im Flussbett um ca. 10 % und eine Abnahme bzw. bessere Verteilung auf den Vorländern festgestellt. Die Abb. 46 zeigt die Geschwindigkeitsverteilungen in den beiden Profilen in den Flussbettquerschnitten. Die Grösstgeschwindigkeiten liegen für $Q = 2200 \text{ m}^3/\text{s}$ bei $V_m = 2,5 \text{ m/s}$ im Flussbett.

1.2.4. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Das Versuchsprogramm umfasste die Untersuchungen über die Kolkbildung in Abhängigkeit von der Tosbeckengestaltung und die Untersuchung eines künstlichen befestigten Kolkes.

Die Grundrissfläche des eingetieften Tosbeckens konnte im ersten Teil der Untersuchungen um rd. 40 % gegenüber dem Projekt verkleinert werden, ohne Einbussen an der Energieumwandlung zu erleiden.

Die Längenentwicklung des Bauwerks einschliesslich Sohlen- bzw. Kolkbefestigung unterhalb der Endschwelle konnte von 88,522 m im Projekt auf 55,185 m, also ebenfalls um rd. 40 %, verkürzt werden. Die Abb. 47 zeigt die Längsschnitte durch das Wehr nach Projekt und nach Modellversuch.

Die maximale Kolkentiefe wurde mit 3,0 m unter Sollsohle (Natur) festgelegt. Es wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt mit $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$, einem Abfluss, der mit Sicherheit jedes Jahr erreicht bzw. überschritten wird.

Nach /14/ stehen für die Berechnung der Kolkentiefe und -länge bei einem unterströmten Schütz folgende Gleichungen zur Verfügung:

1. Für den Wellstrahl

$$T = K_{\max} + h_{\text{UW}} = 2,26 \cdot \frac{h^{0,25} + 0,015 d \cdot q^{0,42} \cdot d^{0,27}}{d^{0,1} \cdot h_{\text{UW}}^{0,015} d + 0,62 d^{0,27}} - 0,85$$

(28)

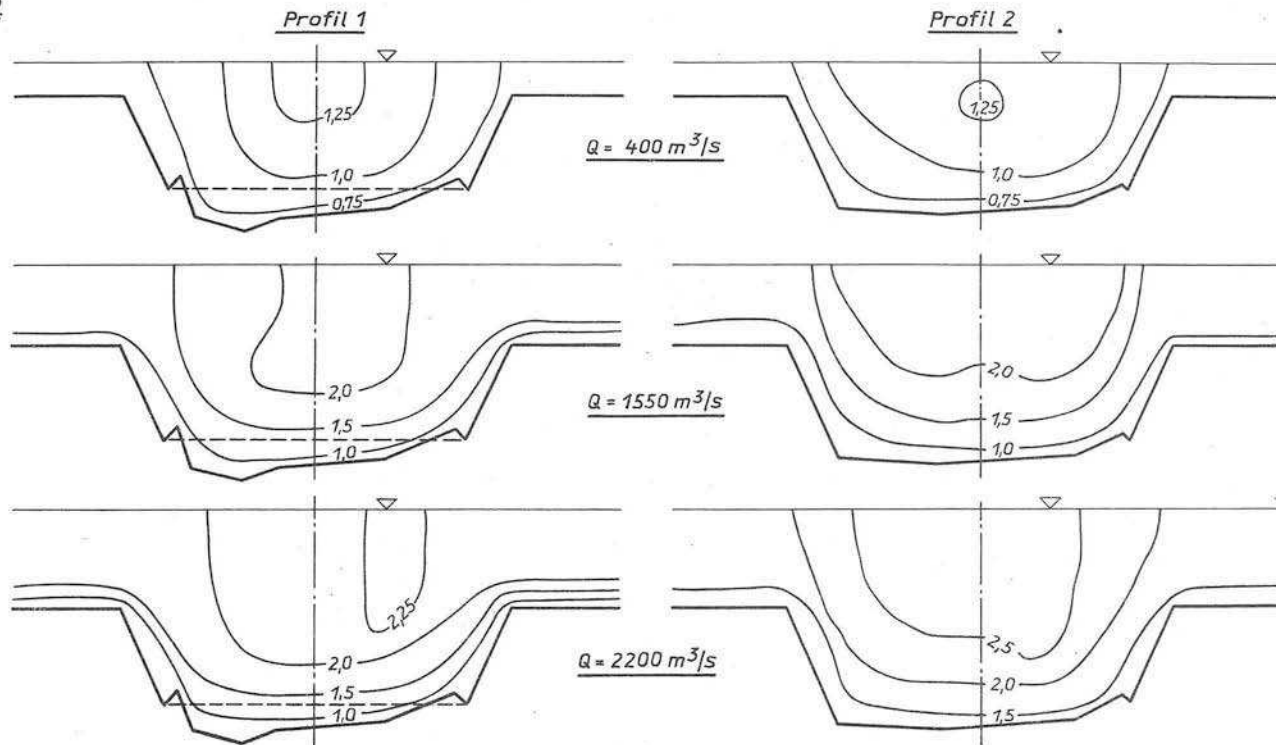
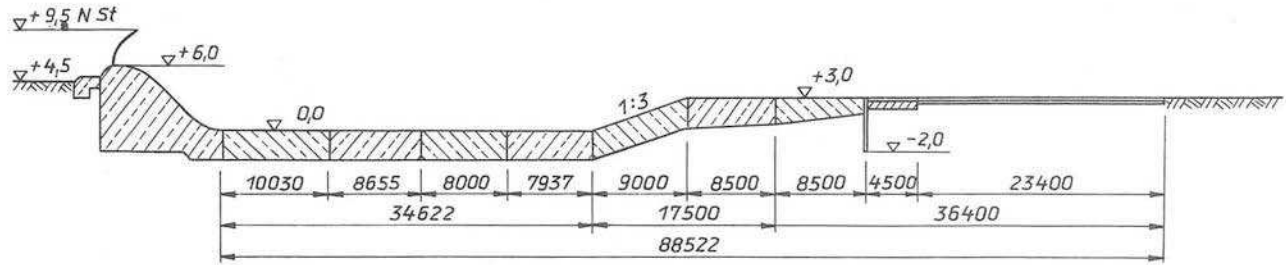
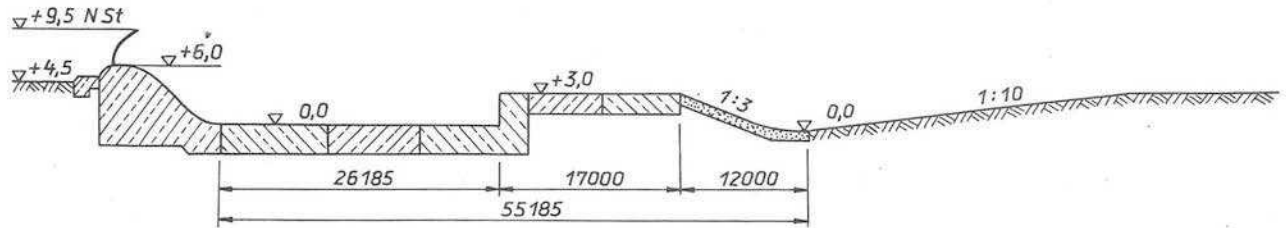


Abb. 46 Geschwindigkeitsverteilung



Projekt



Versuchsergebnis

Abb. 47 Tosbeckengestaltung nach Projekt und nach Modellversuch

2. Für den Tauchstrahl

$$T = K_{\max} + h_{\text{UW}} = 5,65 \cdot \frac{h^{0,25} + 0,015 d \cdot q^{0,42} \cdot d^{0,27}}{d^{0,1} \cdot h_{\text{UW}}^{0,015} d + 0,63 d^{0,27}} - 1,5 h_{\text{UW}} \quad (29)$$

3. Für die Kolklänge

$$l_K = 8,0 \cdot \frac{q^{0,36}}{d^{0,14} \cdot h_{\text{UW}}^{0,4}} \quad (30)$$

Diese Gleichungen wurden zum Vergleich auf den vorliegenden Fall angewendet.

Nach Abb. 29 ist $q = \frac{Q_{\text{Flussbett}}}{64,0} = \frac{333}{64,0} = 5,2 \text{ m}^2/\text{s}$

$$h_{\text{UW}} = 7,47 - 3,00 = 4,47 \text{ m}$$

Nach Abb. 25 ist $h = 9,77 - 7,47 = 2,30 \text{ m}$ (für $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$)

Nach Abb. 26 ist $d = d_{50} = 1,4 \text{ mm}$

Die Berechnung ergab:

1. Wellstrahl: $T = K_{\max} + h_{\text{UW}} = 7,1 \text{ m}$; $K_{\max} = 2,6 \text{ m}$

2. Tauchstrahl: $T = K_{\max} + h_{\text{UW}} = 11,0 \text{ m}$; $K_{\max} = 6,5 \text{ m}$

3. Kolklänge: $l_K = 54 \text{ m}$

Die nach vorstehenden Gleichungen ermittelten Kolkstiefen und die Kolklänge liegen in der gleichen Grössenordnung wie die im Modell ermittelten Werte.

Der im Modell durchgeführte Kolkverbau nach dem 6. Versuchsjahr kann für die Grossausführung nicht zeitlich präzisiert werden, da die Kolkentwicklung von den Abflussereignissen abhängig ist. Es ist daher ausserordentlich wichtig, in den ersten Betriebsjahren regelmässig Peilungen durchzuführen, da erfahrungsgemäss die

grössten Kolkungen in den ersten Betriebsjahren auftreten.

Der Übergang von der Tosbeckenbreite 66,5 m auf die Flussbettbreite 64,0 m erfolgt auf eine Länge von 50 m. Der Anschluss der Tosbeckenrandmauer an die Böschung 1 : 3 erfolgt durch Verziehen der Mauer /15/. Die Befestigung des künstlichen Kolkes erstreckt sich auf die Fläche von der Endschwelle zum Kolk (Neigung 1 : 3) mit 12 m Länge und auf die Böschung bis zur tiefsten Stelle des Kolkes und flussabwärts abnehmend auf 2 m Tiefe in einer Länge von 50 m.

Die im Modell verwendeten Schüttsteine 7 - 10 mm können nicht ohne weiteres geometrisch auf die Natur umgerechnet werden. Auf Grund von Versuchsergebnissen der FAS und /16/ wird als Steinschüttung 120 - 180 mm Korn mit Mastixvergruss empfohlen.

Die Versuche ergaben weiterhin, dass die Flussbettsohle nach 12-maliger Hochwasserbelastung in 12 Abflussjahren sich um etwa 0,5 m eintieft. Die Flussbetteintiefung wird also in einem längeren Zeitraum, der durch die Modellversuche nicht näher definiert werden kann, eintreten. Dieser Vorgang wird weitgehend durch die jährlichen Abflussereignisse bestimmt.

Im Modell wurde die Geschiebefracht nach jeweils 1 Versuchsjahr gemessen. Allen Versuchen war gemeinsam, dass der Geschiebegang im 1. Versuchsjahr am grössten war. Die Versuchsergebnisse stimmen mit den Angaben in der Literatur /17/ überein, wonach im 1. Betriebsjahr einer Wehranlage die grössten Kolke auftraten.

Aus dem Versuch 16 mit insgesamt 12 Versuchsjahren kann abgeleitet werden, dass der Geschiebegleichgewichtszustand, also die Geschiebefracht, die sich bei Parallelabfluss entsprechend der Wasserführung und des Gefälles ergeben würde, erst nach langer Zeit eintritt.

Für das Modell wurde mit der Geschiebefrachtformel der FAS die Geschiebefracht bestimmt.

$$g_s = 15 \sqrt{i'} (q - q_0) / m^3/h \cdot m/ \quad (31)$$

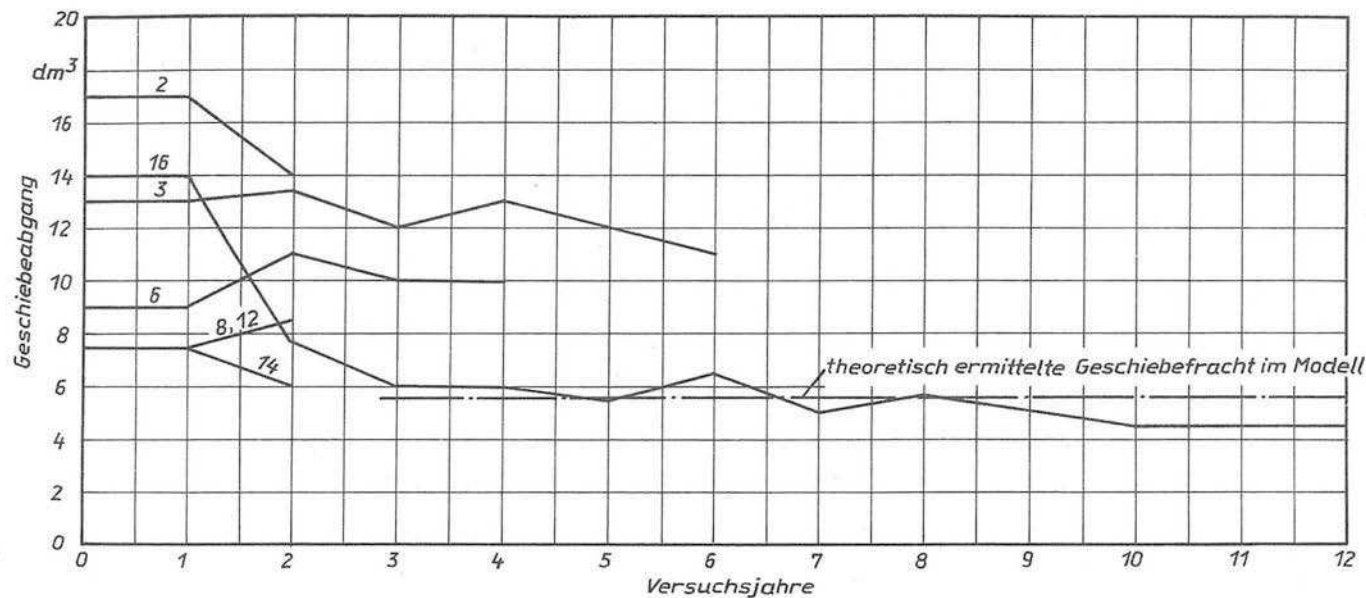


Abb. 48 Geschiebefracht in Abhängigkeit von der Versuchsdauer

Nach SCHOKLITSCH ist

$$q_0 = 0,6 \cdot \frac{d_{40}^{3/2}}{i^{7/6}} / \text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m/} \quad (32)$$

Mit $i = 0,001$ und

$$d_{40} = 0,00046 \text{ m nach Abb. 26}$$

wird

$$q_0 = 0,6 \cdot \frac{0,0000099}{0,000324} = 0,0183 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

Die Sohlenbreite beträgt $64 : 75 = 0,85 \text{ m}$

$$q_0' = 0,85 \cdot 0,0183 = 0,0155 \text{ m}^3/\text{s}$$

Für das Flussbett wurden folgende Abflüsse ermittelt:

$$t = 3,92 \text{ cm} \quad q' = 10,3 \text{ l/s}$$

$$t = 5,45 \text{ cm} \quad q' = 17,9 \text{ l/s}$$

$$t = 7,62 \text{ cm} \quad q' = 27,1 \text{ l/s}$$

$$t = 8,35 \text{ cm} \quad q' = 28,1 \text{ l/s}$$

Mit den Versuchszeiten entsprechend Abb. 31 für die einzelnen Abflüsse in 'Stunden' ergab sich:

$$G_s = 15 \sqrt{i'} (q' - q_0') \cdot T / \text{m}^3/$$

$$15 \cdot \sqrt{i'} = 0,474$$

$$G_s = 0,474 \cdot (0,0103 - 0,0155) \cdot 3,84 = 0 / q' \quad q_0' /$$

$$G_s = 0,474 \cdot (0,0179 - 0,0155) \cdot 1,07 = 0,00122 \text{ m}^3$$

$$G_s = 0,474 \cdot (0,0271 - 0,0155) \cdot 0,5 = 0,00275 \text{ m}^3$$

$$G_s = 0,474 \cdot (0,0281 - 0,0155) \cdot 0,27 = 0,00161 \text{ m}^3$$

$$\underline{0,00558 \text{ m}^3/\text{Versuchsjahr}}$$

Auf der Abb. 48 wurden die gemessenen und die errechneten Geschiebefrachten in Abhängigkeit von der Versuchsdauer dargestellt.

Im Versuch 16 wurden im 10., 11. und 12. Versuchsjahr jeweils $0,0045 \text{ m}^3$ Geschiebeabgang gemessen. Unter Berücksichtigung der eingetretenen Profilveränderungen kann eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnis und Rechnung festgestellt werden. Da aus dem Staauraum kein Geschiebe nachkommt, ergibt sich daraus eine Eintiefung des Flussbettes. Daraus resultierte die Feststellung, dass die Sohle, wie als Ergebnis aus dem Gesamtmodell gefordert, befestigt werden müsste, um die Sohlenlage zu halten. Wird die Sohle, wie vorgesehen, nicht befestigt, so ist das mit einem gewissen Risiko verbunden. Durch die Sohleneintiefung kann es zu Böschungsrutschungen kommen. Um dieses Risiko so klein wie möglich und vertretbar zu machen /18/, wurden die Untersuchungen durchgeführt und als Ergebnis ein künstlicher Kolk vorgeschlagen.

2. Teilvorhaben II - Einlauf -

2.1. Gesamtmodell

Für die Untersuchungen am Gesamtmodell des Teilvorhabens II wurde vom Auftraggeber folgende Aufgabenstellung gegeben:

- a) Wegen der starken Krümmung am Einlauf zum Restloch und der Einschnürung des Profils sind die Strömungsverhältnisse und die Geschwindigkeiten in mehreren Querschnitten zu untersuchen, so dass Festlegungen über den Umfang von Befestigungen bzw. zusätzlichen Einbauten getroffen werden können.
- b) Bedingt durch die Wasserspiegelschwankungen im Restloch wurde am Einlauf zum Restloch ein festes Wehr vorgesehen, dessen Leistungsfähigkeit (Doppelprofil) untersucht werden soll. Ausserdem sind Angaben über die Energieumwandlung erforderlich.
- c) In die modellmässigen Untersuchungen ist das Restloch mit einzubeziehen. Es interessieren im Hinblick auf die sich entwickelnde Wasserqualität die Strömungsverhältnisse im Restloch und die Geschwindigkeiten an den Restlochs Böschungen unterhalb des Einlaufwehres.
- d) Zur Begrenzung der Bauarbeiten an den Deichen an einem oberhalb einmündenden Kanal darf das HHW von 1954 nicht überschritten werden. Der Modellversuch soll den Nachweis erbrin-

gen, dass durch die Flussverlegung keine Wasserspiegelerhöhung in diesem Bereich eintritt und somit keine Deicherhöhung flussaufwärts erforderlich ist.

- e) Für das Bemessungshochwasser von $HHQ_B = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ ist der dazugehörige Wasserspiegel Grundlage für die Bemessung des neuen Deiches auf dem linken Ufer mit einem Freibord von 1,2 m.

Aus der Aufgabenstellung ergab sich also, dass das Modell den Bereich von der Mündung des Kanals bis einschliesslich Restloch umfassen musste.

2.1.1. Modellaufbau und Ähnlichkeitsfragen

Die Gesamtlänge des darzustellenden Modells umfasste ca. 6 km in der Natur. Auf Grund des zur Verfügung stehenden Platzes in der Versuchshalle wurde ein Längenmaßstab von $1 : m = 1 : 200$ gewählt. Die dynamische Ähnlichkeit konnte nur durch eine Höhenverzerrung von $n : m = 1 : 4$ erreicht werden. Damit betrug der Höhenmaßstab $1 : n = 1 : 50$. Die Versuche wurden auf der Grundlage des FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetzes durchgeführt. Die Umrechnungsverhältnisse zwischen Natur und Modell betrugen:

Längen	$L = m \cdot l$	$= 200 \cdot l$
Höhen	$H = n \cdot h$	$= 50 \cdot h$
Abflüsse	$Q = m \cdot n \cdot n^{1/2} \cdot q$	$q = 70700 \cdot q$
Geschwindigkeiten	$V = \sqrt{n} \cdot v$	$= 7,07 \cdot v$

Der Modellaufbau erfolgte in der gleichen Weise wie schon unter 1.1. beschrieben.

Das Gesamtmodell zeigt die Abb. 49. Auf den Abb. 50 und 51 ist die Linienführung des Flussbettes zu erkennen, insbesondere die starke Rechtskrümmung vom Abzweig aus dem alten Flussbett bis zum Einlauf in das Restloch.

Die Abb. 52 und 53 zeigen das Einlaufwehr von der OW-Seite und von der UW-Seite sowie den Übergang zum Restloch. Die Böschungen im Restloch haben eine Neigung von $1 : 5$. Durch die Höhenverzerrung beträgt die tatsächliche Böschungsneigung im Modell jedoch nicht $1 : 5$, sondern nur $4 \cdot \frac{1}{5} = \frac{4}{5} = 1 : 1,25$.

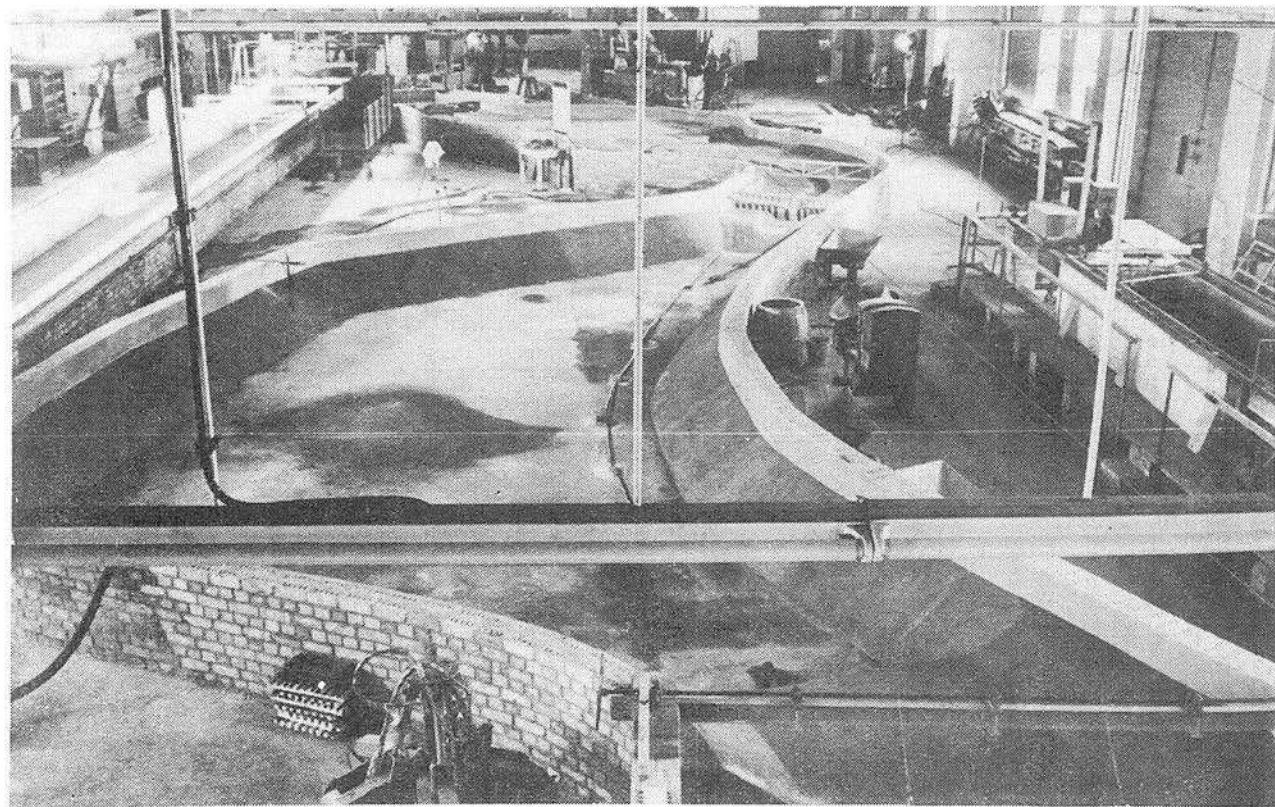


Abb. 49 Blick auf das Gesamtmodell "Einlauf"

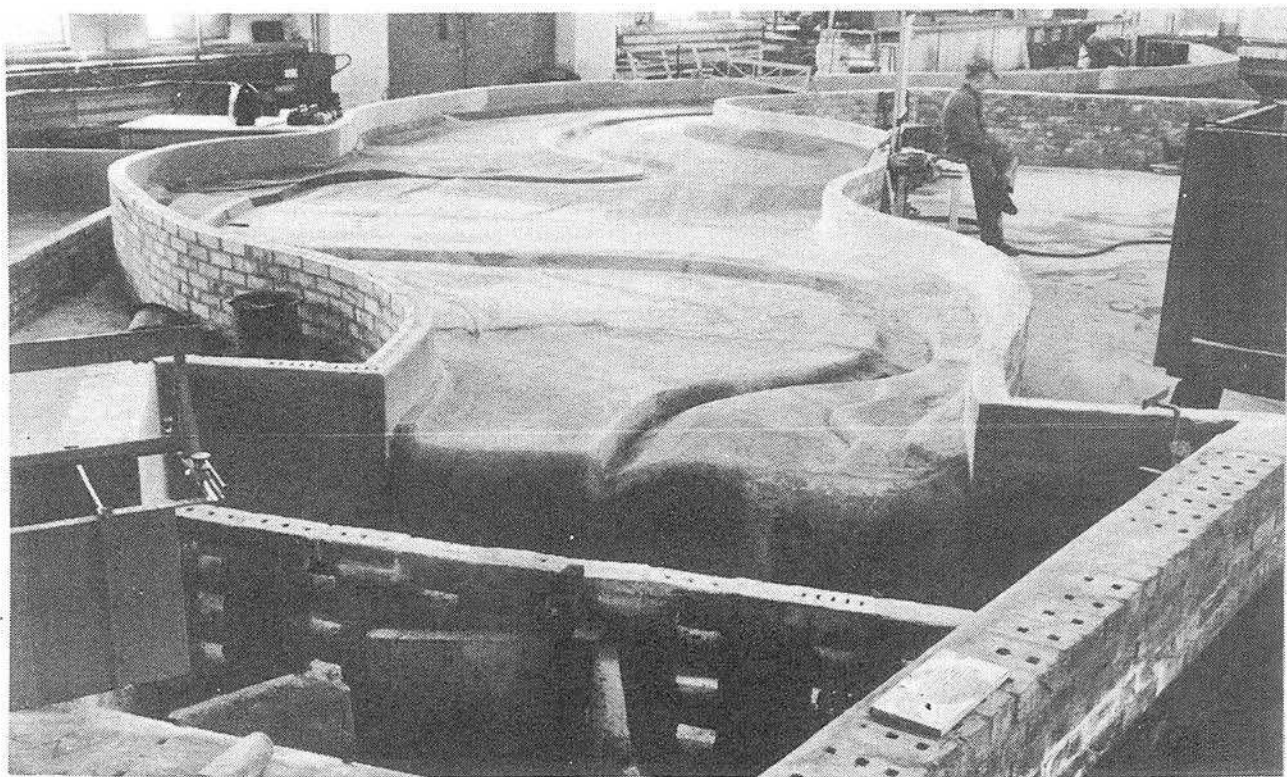


Abb. 50 Fluss oberhalb des Einlaufwehres. Im Vordergrund das Einlaufbecken mit Tauchwand.

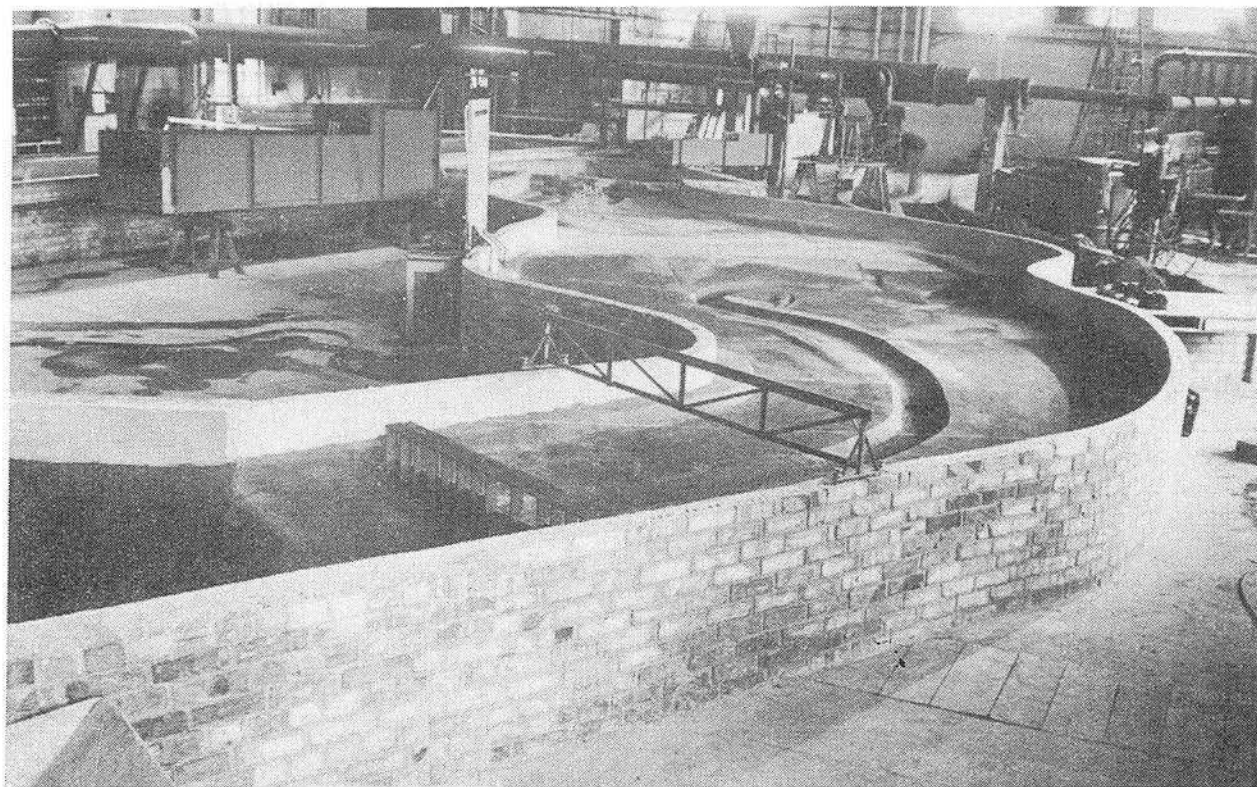


Abb. 51 Flussverlegungsstrecke mit starker Rechtskrümmung zum Restloch. Einlaufwehr zum Restloch.

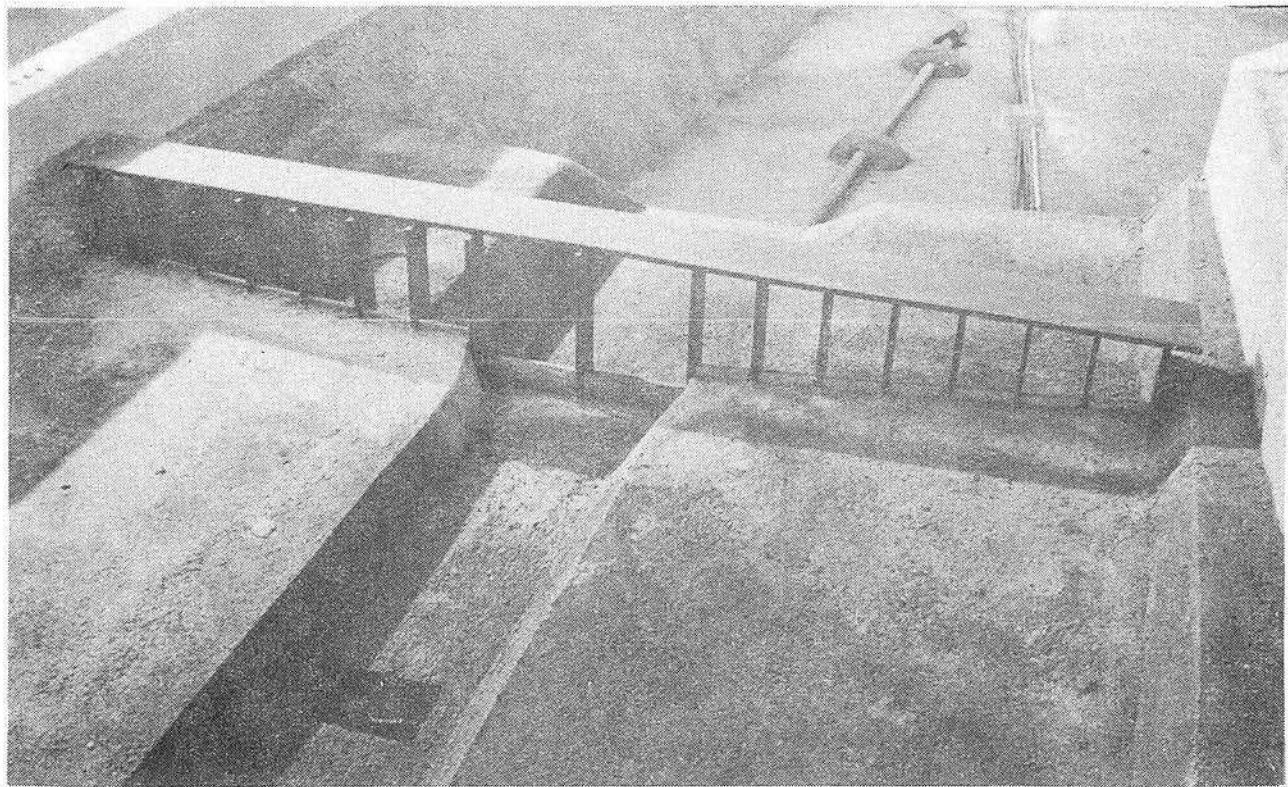


Abb. 52 Einlaufwehr

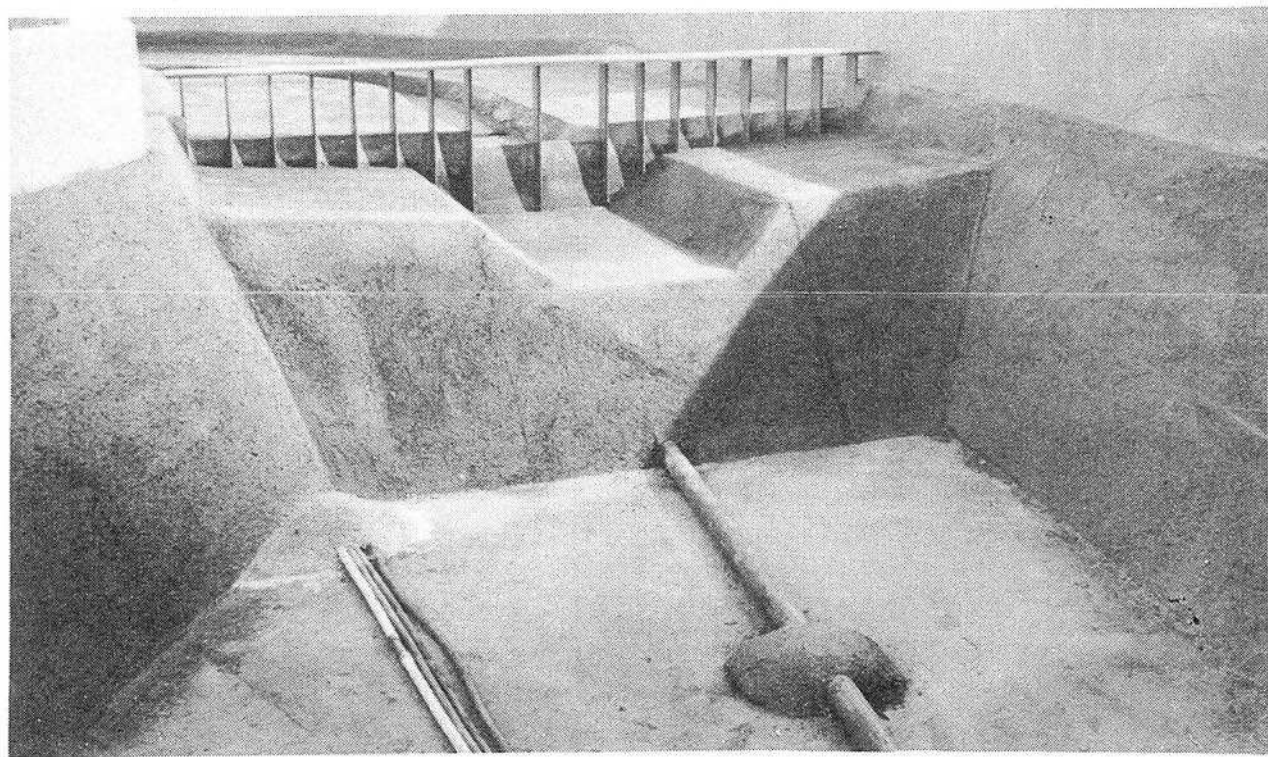


Abb. 53 Einlaufwehr und Übergang zum Restloch

2.1.2. Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm wurde in Zusammenarbeit mit dem Projektanten aufgestellt. Die Versuchsdurchführung erfolgte in mehreren Versuchsreihen.

2.1.2.1. Versuchsreihe I

In der Versuchsreihe I wurde eine Lösung für die Strömungsverhältnisse im OW unter Beibehaltung des im Projekt vorgegebenen Wehres gesucht.

2.1.2.2. Versuchsreihe II

Durch vorgegebene Randbedingungen wie Grundwasserstand der Vorländer und Seespiegel (Stauziel) wurde ein Umbau des Wehres erforderlich. In dieser Versuchsreihe wurden die Wehrhöhen variiert, wobei die in der Versuchsreihe I gefundenen Lösungen berücksichtigt werden mussten.

2.1.2.3. Versuchsreihe III

Diese Versuchsreihe, es wurde die umfangreichste, diente zur Untersuchung der Abflussbedingungen vom Wehr zum Restloch. Es wurden verschiedene Formen der Querschnittsbildung des Unterwasserabflusskanals und verschiedene Möglichkeiten der Energieumwandlung untersucht.

2.1.2.4. Versuchsreihe IV

Durch Änderung der Kippenführung ergab sich eine neue Böschungslinienführung im Restloch, die einen Umbau des Modells erforderlich machte. Es wurde die Durchströmung des Restloches analog Versuchsreihe III und die Auswirkungen der Restlochveränderung auf die Abflussbedingungen des Wehres untersucht.

2.1.3. Durchführung der Modellversuche

2.1.3.1. Versuchsreihe I

Die Zulaufstrecke zum Restloch wird durch das Einlaufwehr abgeschlossen. Das Wehr folgte in seiner Grundrissgestaltung dem Verlauf der über den Fluss führenden Strasse und bildete einen, mit seinem Scheitel in Flussachse liegenden, Bogen. Die Wehrkronen

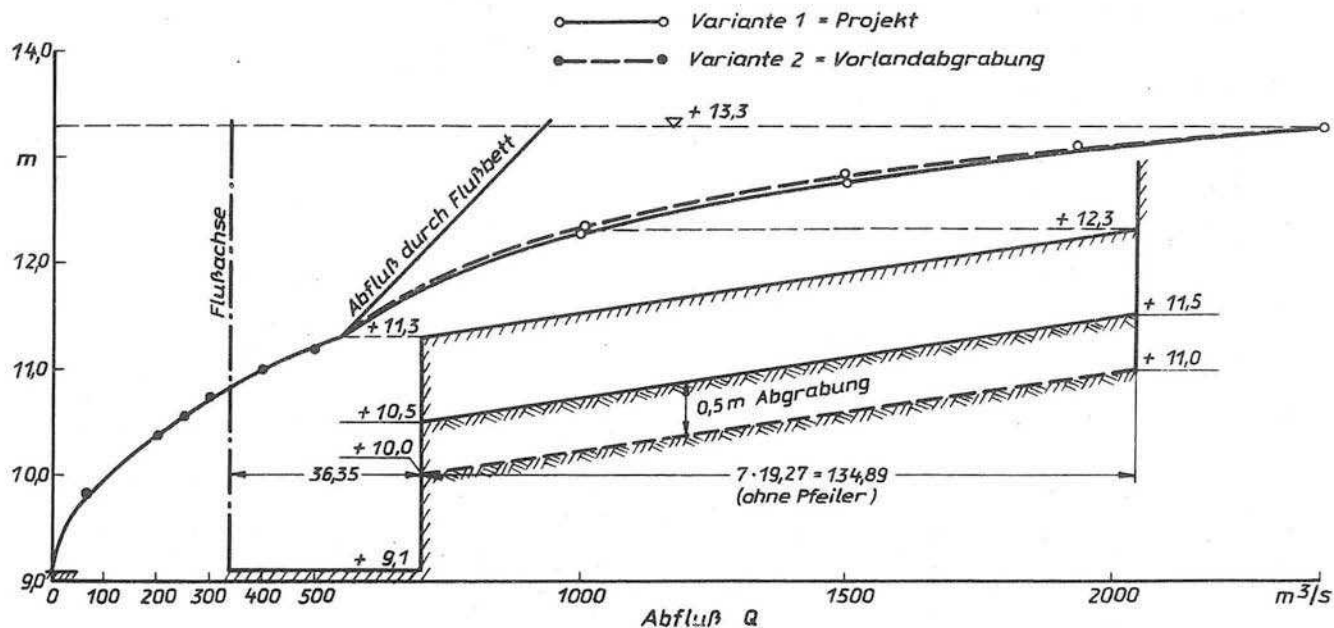


Abb.54 Abflußkurve für das Einlaufwehr bei Versuchsreihe I, Variante 1 u.2

auf den Vorländern folgten der Geländeneigung und lagen auf + 11,3 bis 12,3 m. Die Brückenpfeiler auf den Wehrrücken waren parallel zur Flussachse angeordnet. Die lichte Weite zwischen den Brückenpfeilern betrug auf den Vorländern 19,27 m und im Flussbett 36,35 m. Die Wehrkrone im Flussbett lag auf + 9,10 m.

Die Abflussleistung des Wehres in Abhängigkeit vom Oberwasserstand zeigt die Abb. 54. Bis zur Höhe + 11,3 erfolgt der Abfluss durch die beiden Mittelöffnungen im Flussbett. Die Überfallhöhe wurde im Profil 1 = 200 m oberhalb des Wehres für $Q = 62, 200, 250, 300, 400$ und $500 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen. Aus der Beziehung

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad (33)$$

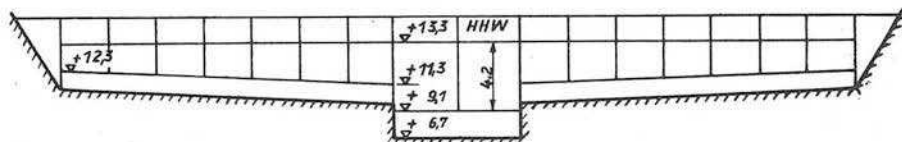
wurden die μ -Werte ermittelt. In diesen μ -Werten sind die Pfeilerbeeinflussung und der unvollkommene Überfall enthalten. Für den unvollkommenen Überfall wurde ausserdem der Beiwert μ' aus der Beziehung

$$Q = c \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu' \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad (34)$$

berechnet. Es ist $c \cdot \mu' = \mu$.

Die c-Werte wurden aus /19/ entnommen.

Mit Hilfe der ermittelten μ -Werte wurde der durch die beiden Öffnungen im MW-Bett zu erwartende Maximalabfluss errechnet. Die Abflussverteilung am Wehr sah danach folgendermassen aus (siehe Skizze):



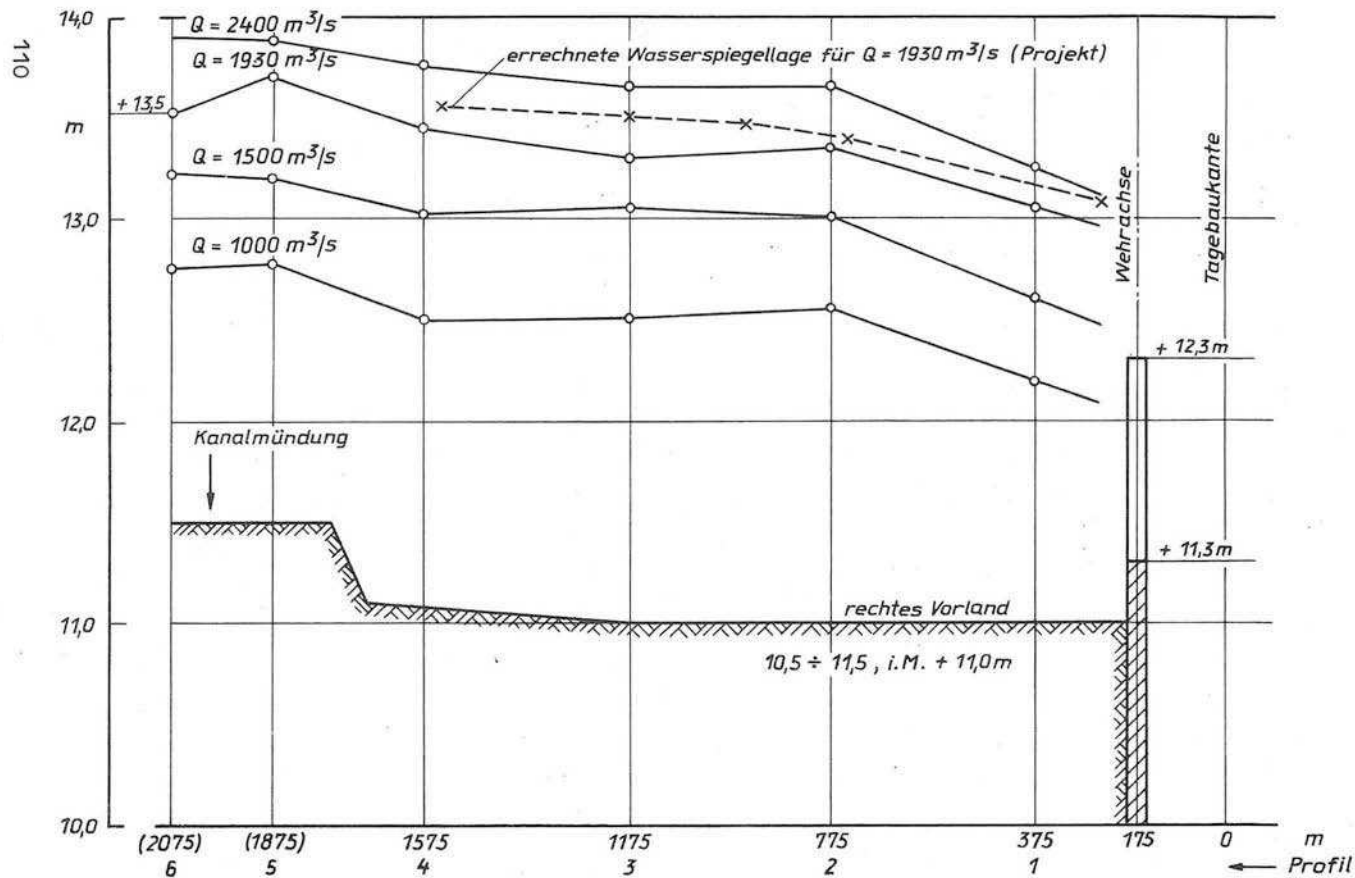


Abb.55 Wasserspiegellagen bei Versuchsreihe I, Variante 1

- a) Abfluss im Flussbett bis zur Höhe + 11,30 m = 550 m³/s
 b) Abfluss im Gesamtprofil bis zur Höhe + 12,30 m = 1070 m³/s
 c) Abfluss im Flussbett bis zur Höhe + 13,30 m

$$Q = \frac{2}{3} \cdot 0,5 (2 \cdot 36,35) \cdot 4,43 \cdot 4,2^{3/2} = 924 \text{ m}^3/\text{s}$$

- d) Abfluss im Gesamtprofil bis zur Höhe + 13,30 m = 2400 m³/s

e) Abfluss über die Vorländer bis zur Höhe + 13,30 m
 = 2400 - 924 = 1476 m³/s

Durch die beiden Mittelöffnungen im MW-Bett fließt also mehr als ein Drittel des Gesamtabflusses. Betrachtet man die Belastung pro lfdm. Wehrschwelle, so wird das Verhältnis noch ungünstiger:

für das Flussbett: $\frac{924}{72,7} = 12,7 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$;

für die Vorländer: $\frac{1476}{2 \cdot 134,89} = 5,5 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$.

Hier beträgt der Anteil des Flussbettes am Gesamtabfluss mehr als das Doppelte gegenüber dem Abfluss über die Vorländer.

Der Wasserspiegelverlauf im Längsschnitt wurde aufgemessen und in Abb. 55 dargestellt. Wie ersichtlich, sind zahlreiche Gefälleknickpunkte vorhanden. Diese Gefälleknickpunkte wurden durch die wechselnden Querschnitte und durch die plötzliche Richtungsänderung hervorgerufen. Es wurde auch ein erhebliches Quergefälle gemessen. Zum Wehr hin trat, bedingt durch die Querschnittseinengung, eine starke Senkungskurve auf, die etwa mit der vom Projektanten ermittelten Senkungskurve übereinstimmte. Aus der Wasserspiegelquerneigung ergab sich auch eine einseitige Anströmung des Wehres.

Die Geschwindigkeitsverteilung in mehreren Profilen wurde für $Q = 500, 1000, 1500, 1930$ und $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen. Die Abb. 56 zeigt die Geschwindigkeitsverteilung im Profil 1 = 200 m oberhalb des Wehres. Die Geschwindigkeiten stiegen von $1,5 \text{ m/s}$ bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ bis auf $2,5 \text{ m/s}$ bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$. Eine Auswertung für $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ ergab folgendes Bild:

Wasserspiegelhöhe am linken Ufer	= + 13,10 m
Wasserspiegelhöhe in Flussachse	= + 13,05 m
Wasserspiegelhöhe am rechten Ufer	= + 12,95 m

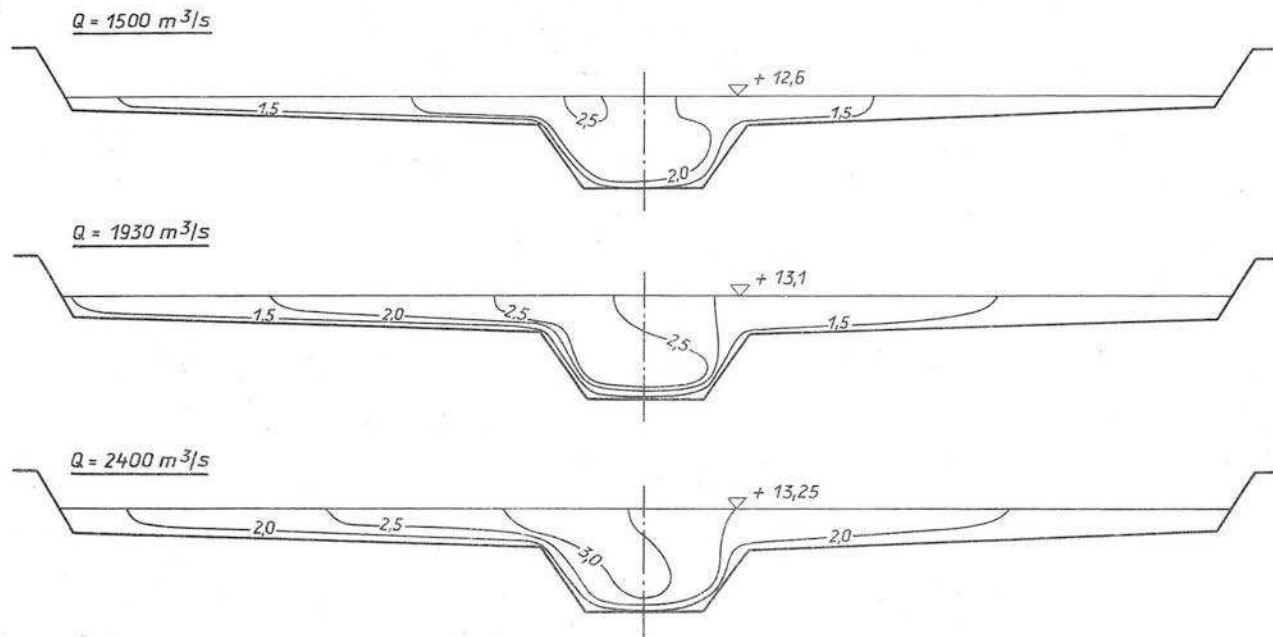


Abb. 56 Geschwindigkeitsverteilung im Profil 1 bei Versuchsreihe I, Variante 1

Linke Vorlandfläche = 313 m^2
 Flussbett = 373 m^2
 Rechte Vorlandfläche = 302 m^2

Geschwindigkeit auf dem linken Vorland: $V_{mL} = 2,12 \text{ m/s}$

Geschwindigkeit im Flussbett: $V_{mF} = 2,44 \text{ m/s}$

Geschwindigkeit auf dem rechten Vorland: $V_{mR} = 1,46 \text{ m/s}$

Abfluss auf dem linken Vorland: $Q_L = 2,12 \cdot 313 = 664 \text{ m}^3/\text{s}$

Abfluss im Flussbett: $Q_F = 2,44 \cdot 373 = 910 \text{ m}^3/\text{s}$

Abfluss auf dem rechten Vorland: $Q_R = 1,46 \cdot 302 = 441 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Sigma Q = 2015 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Delta Q = +85 \text{ m}^3/\text{s} \hat{=} +4,4\%$

=====

Diese Auswertung zeigt zunächst einmal, dass die Messgenauigkeit im Modell mit + 4,4 % als sehr gut anzusehen ist. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Abflussleistung der drei Teilquerschnitte sehr unterschiedlich ist. Der Hauptabfluss entfiel auf das Flussbett mit $Q_F = 910 \text{ m}^3/\text{s} = 47 \%$ des Gesamtabflusses. Das rechte Vorland wurde dagegen mit $Q = 441 \text{ m}^3/\text{s} = 23 \%$ sehr schwach belastet. Die Geschwindigkeitsverteilung im Profil 2 = 600 m oberhalb des Wehres zeigt die Abb. 57. Hier ist zu sehen, dass das rechte Vorland noch wesentlich stärker belastet war als im Profil 1. Die Geschwindigkeiten im Flussbett stiegen bis maximal $1,75 \text{ m/s}$ an, während auf dem rechten Vorland $V_{\max} = 2 \text{ m/s}$ und auf dem linken Vorland $V_{\max} = 1,25 \text{ m/s}$ betrug.

Um die zum Teil recht grossen Geschwindigkeiten im OW und die ungünstige Verteilung des Abflusses über den Querschnitt zu verbessern, wurde eine Vorlandabgrabung um 0,5 m vorgeschlagen. Die Abgrabung wurde unterhalb von Profil 3, also am Anfang des Durchstiches zum Restloch vorgenommen. Die Abb. 58 zeigt die Wasserspiegellagen nach der Vorlandabgrabung. Das Spiegelgefälle zwischen Profil 3 und dem Wehr wurde wesentlich flacher. Die Abflusstiefe im Profil 1 stieg bei $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ um 25 cm und bei $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ um 15 cm. Zwischen Profil 2 = 600 m oberhalb des Wehres und dem Wehr wurde eine ausgeglichene Wasserspiegellage ohne Querneigung erreicht.

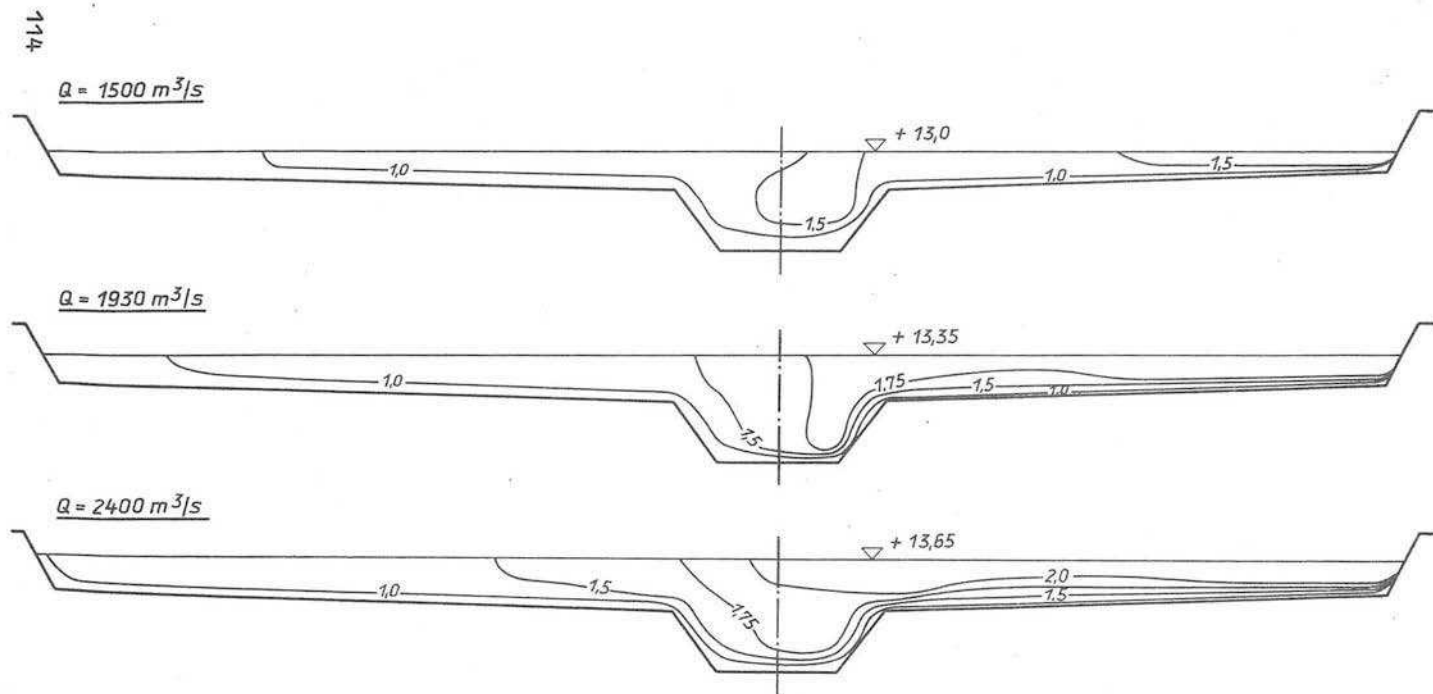
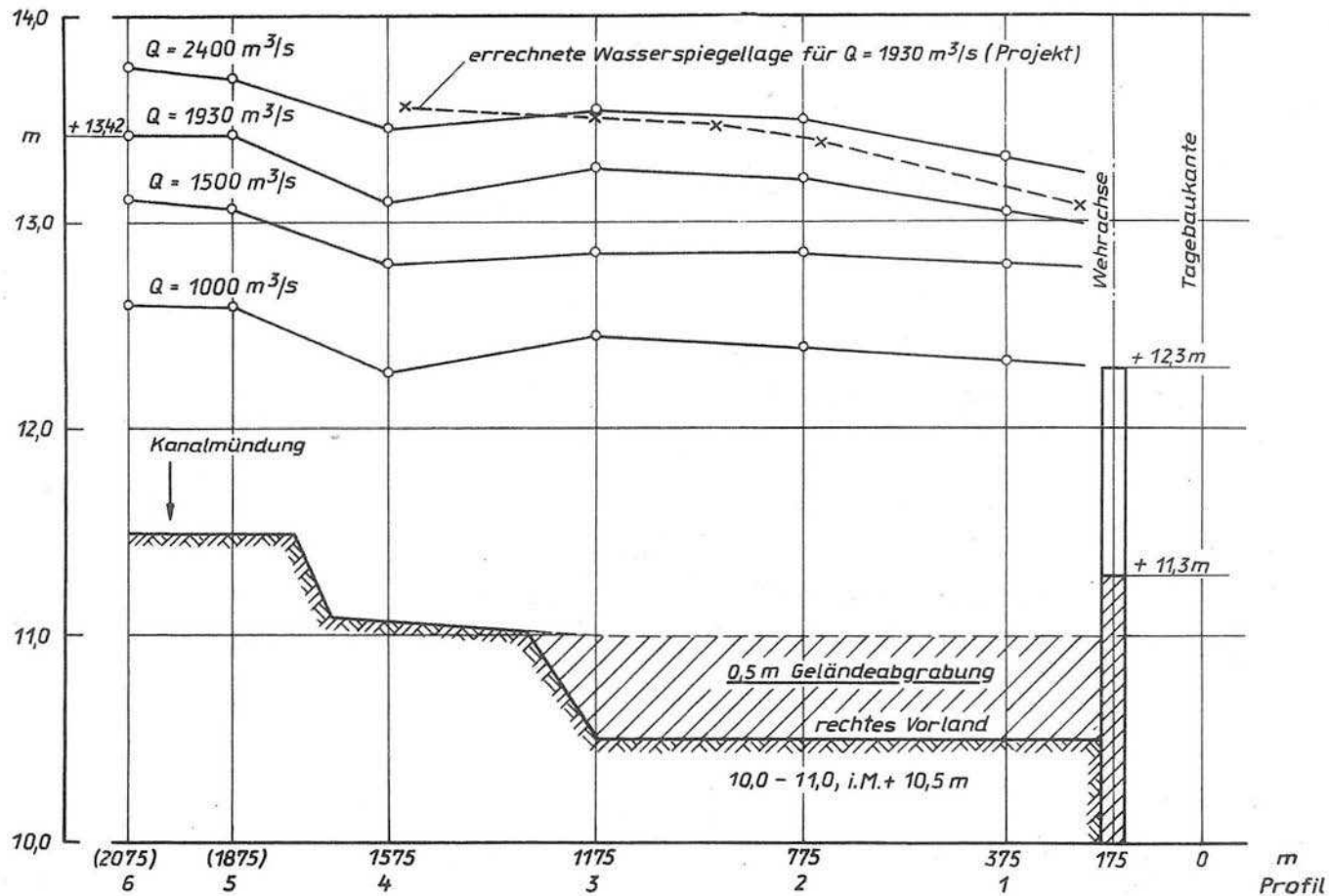


Abb. 57 Geschwindigkeitsverteilung im Profil 2 bei Versuchsreihe I, Variante 1



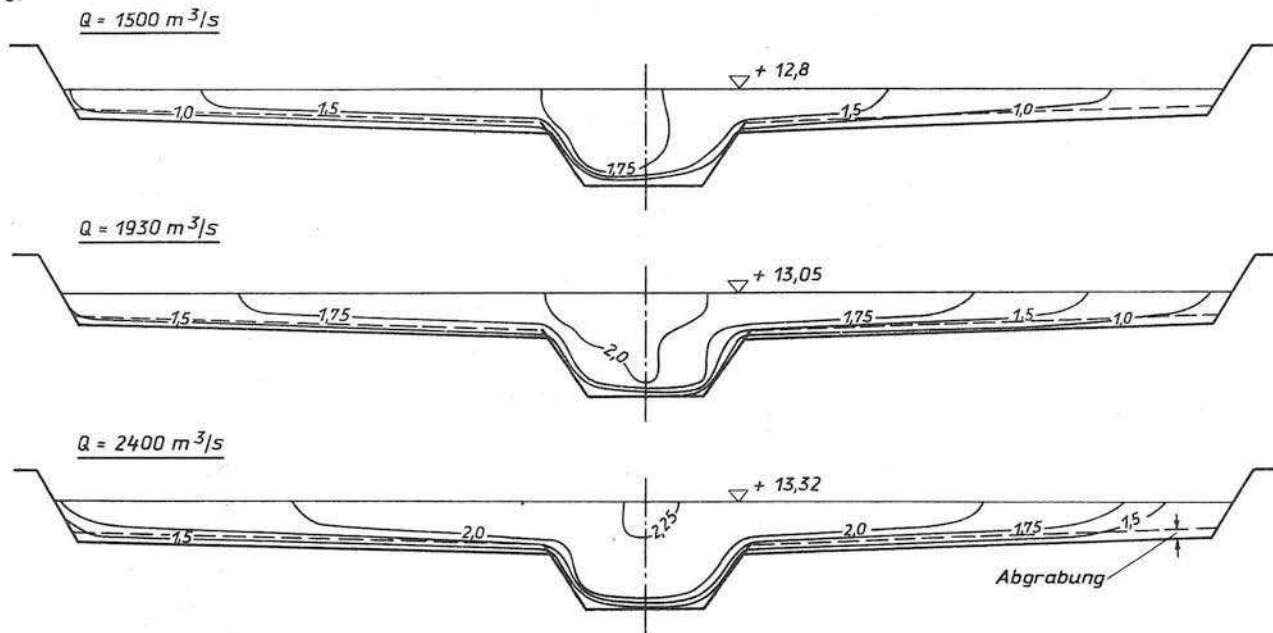


Abb. 59 Geschwindigkeitsverteilung im Profil 1 bei Versuchsreihe I, Variante 2

Die Geschwindigkeitsverteilung im Profil 1 = 200 m oberhalb des Wehres zeigt die Abb. 59. Wie aus den dargestellten Isotachen zu erkennen ist, hat sich die Verteilung des Abflusses über den Gesamtquerschnitt gegenüber dem Versuch ohne Vorlandabgrabung wesentlich verbessert. Die Grösstwerte traten bei $Q_{\max} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $V_{\max} = 2,25 \text{ m/s}$ auf, wobei in Sohlennähe mit Geschwindigkeiten um $V = 1,8 \text{ m/s}$ zu rechnen war.

Die Auswertung der Geschwindigkeitsmessungen im Profil 1 für $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ ergab:

Wasserspiegelhöhe am linken Ufer = + 13,02 m
 Wasserspiegelhöhe im Flussbett = + 13,05 m
 Wasserspiegelhöhe am rechten Ufer = + 13,05 m

Linke Vorlandfläche = 382 m^2
 Flussbett = 373 m^2
 Rechte Vorlandfläche = 384 m^2

Geschwindigkeit auf dem linken Vorland: $V_{m_L} = 1,84 \text{ m/s}$

Geschwindigkeit im Flussbett: $V_{m_F} = 1,94 \text{ m/s}$

Geschwindigkeit auf dem rechten Vorland: $V_{m_R} = 1,58 \text{ m/s}$

Abfluss auf dem linken Vorland: $Q_L = 1,84 \cdot 382 = 702 \text{ m}^3/\text{s}$

Abfluss im Flussbett: $Q_F = 1,94 \cdot 373 = 724 \text{ m}^3/\text{s}$

Abfluss auf dem rechten Vorland: $Q_R = 1,58 \cdot 384 = 606 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Sigma Q = 2032 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Delta Q = +102 \text{ m}^3/\text{s} \hat{=} +5,3\%$

=====

Gegenüber dem Versuch I/1 konnte durch die Vorlandabgrabung eine wesentliche Verbesserung sowohl hinsichtlich der Geschwindigkeiten als auch der Abflussverteilung über den Querschnitt erzielt werden.

So beträgt der Anteil des Flussbettabflusses am Gesamtabfluss nur noch $724 \text{ m}^3/\text{s} = 37,5 \%$ gegenüber vorher 47 %. Für das rechte Vor-

land konnte der Anteil von $441 \text{ m}^3/\text{s} = 23 \%$ auf $606 \text{ m}^3/\text{s} = 31 \%$ erhöht werden.

Zum Abschluss der Versuchsreihe I wurden die Abflussbedingungen im Oberwasser bei Anordnung eines Durchstiches der Flußschleife oberhalb der neuen Flußstrasse zum Restloch untersucht. Die Abb. 60 zeigt den Durchstich. Das alte Flussbett wurde mit groben Gesschiebe verbaut.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen waren wenig befriedigend. Es wurde ein Anstieg der Geschwindigkeiten um etwa 20 % festgestellt, so dass diese Variante abgebrochen wurde.

2.1.3.2. Versuchsreihe II

Für die Vorlandbewirtschaftung oberhalb des Wehres soll der Grundwasserspiegel etwa 0,8 m unter Gelände liegen, d. h. im Flussbett muss bei $MQ = 62 \text{ m}^3/\text{s}$ ein Freibord von minimal 0,3 m vorhanden sein. Die Vorlandhöhe liegt an der Flussböschung auf + 10,0 m, am Deich auf + 11,0 m, im Mittel also auf + 10,5 m. Bezieht man den Grundwasserspiegel auf die mittl. Vorlandhöhe von + 10,5 m, so ergibt sich für das Flussbett eine Wasserspiegellhöhe von + 10,5 - 0,8 = + 9,7 m = 0,3 m unter OK Flussböschung. Die Wehrschwelle im Flussbett lag auf + 9,1 m, das Stauziel im Restloch auf + 9,5 m. Daraus resultiert, dass die Wehrschwelle tiefer gelegt werden musste.

Die Versuche in der Versuchsreihe I hatten ergeben, dass der spezifische Abfluss durch die beiden Mittelöffnungen im MW-Bett sehr gross ist. Werden die Wehrschwellen im MW-Bett noch tiefer angeordnet, muss sich der spezifische Abfluss noch erhöhen. Um diese Erhöhung zu verhindern bzw. abzumildern, wurden für das MW-Bett statt der 2 vorhandenen Öffnungen mit je 36,35 m = 72,70 m lichter Durchflussbreite 3 Öffnungen mit je 19,27 m = 57,81 m lichter Durchflussbreite angeordnet. Die Flussbettbreite am Wehr verringert sich dadurch von 72,70 m auf 57,81 m um 20 %.

Die Überfalleistung des Wehres mit den in der Versuchsreihe I ermittelten μ -Werten ergab:

$h = 0,4$	$0,6$	$0,8$	$1,0$	/m/
$\mu = 0,395$	$0,457$	$0,515$	$0,565$	
$Q = 17,1$	$36,0$	$96,5$		$/\text{m}^3/\text{s}/$

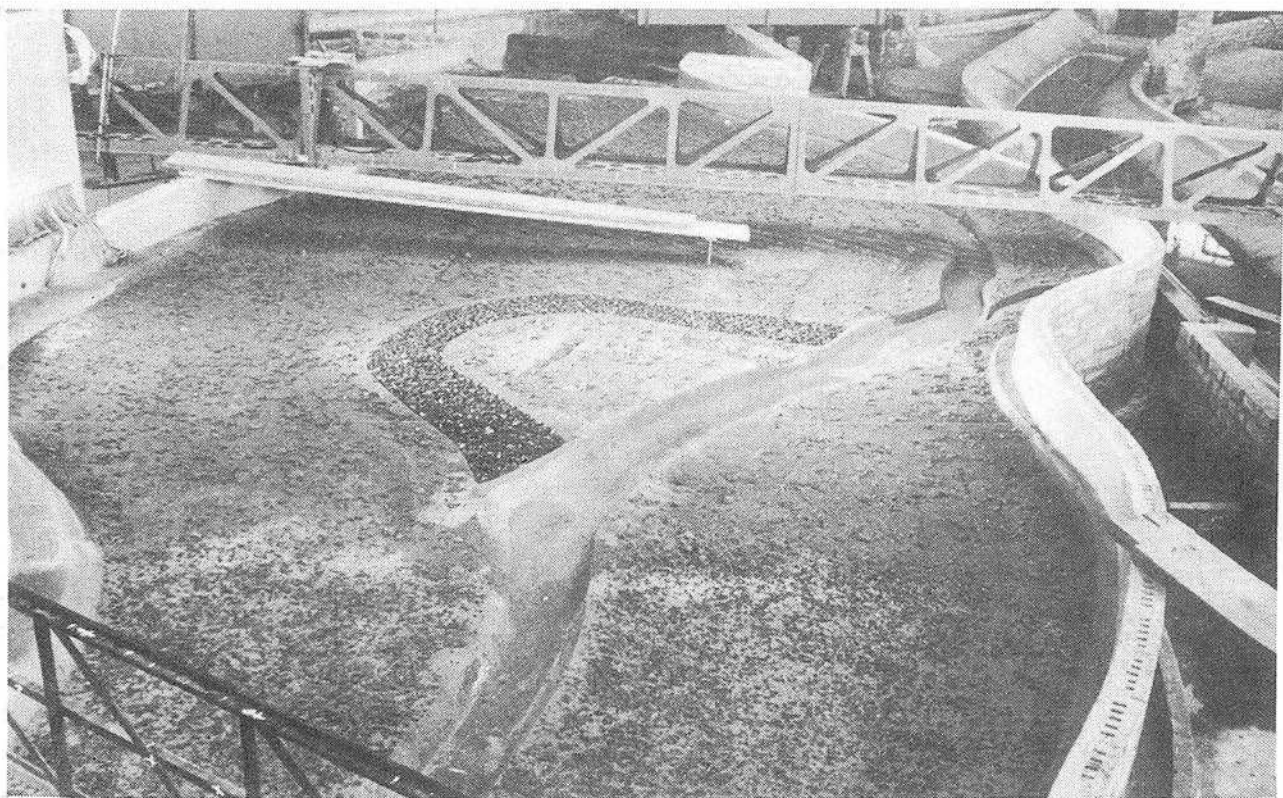


Abb. 60 Flussdurchstich (Versuch I/3)

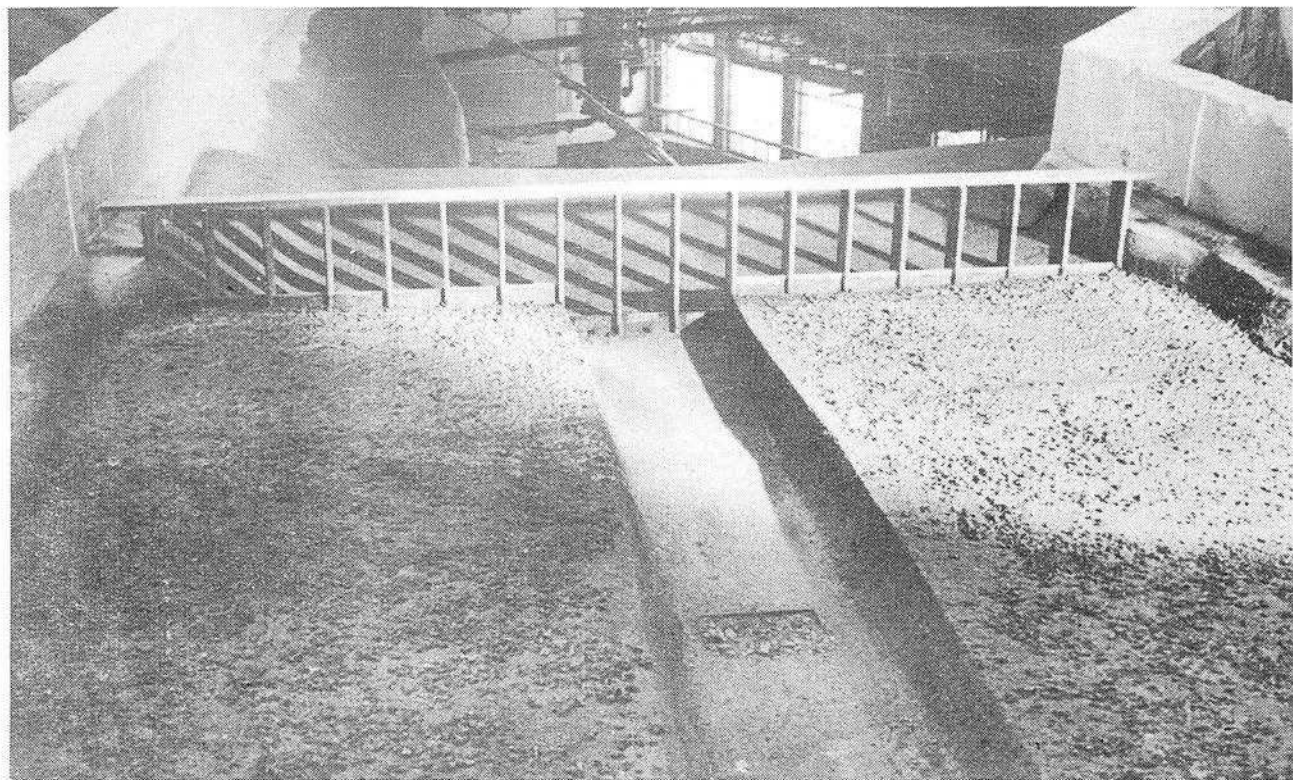


Abb. 61 Wehr mit 3 Wehrfeldern im MW-Bett. Vorlandwehrkronen
waagrecht

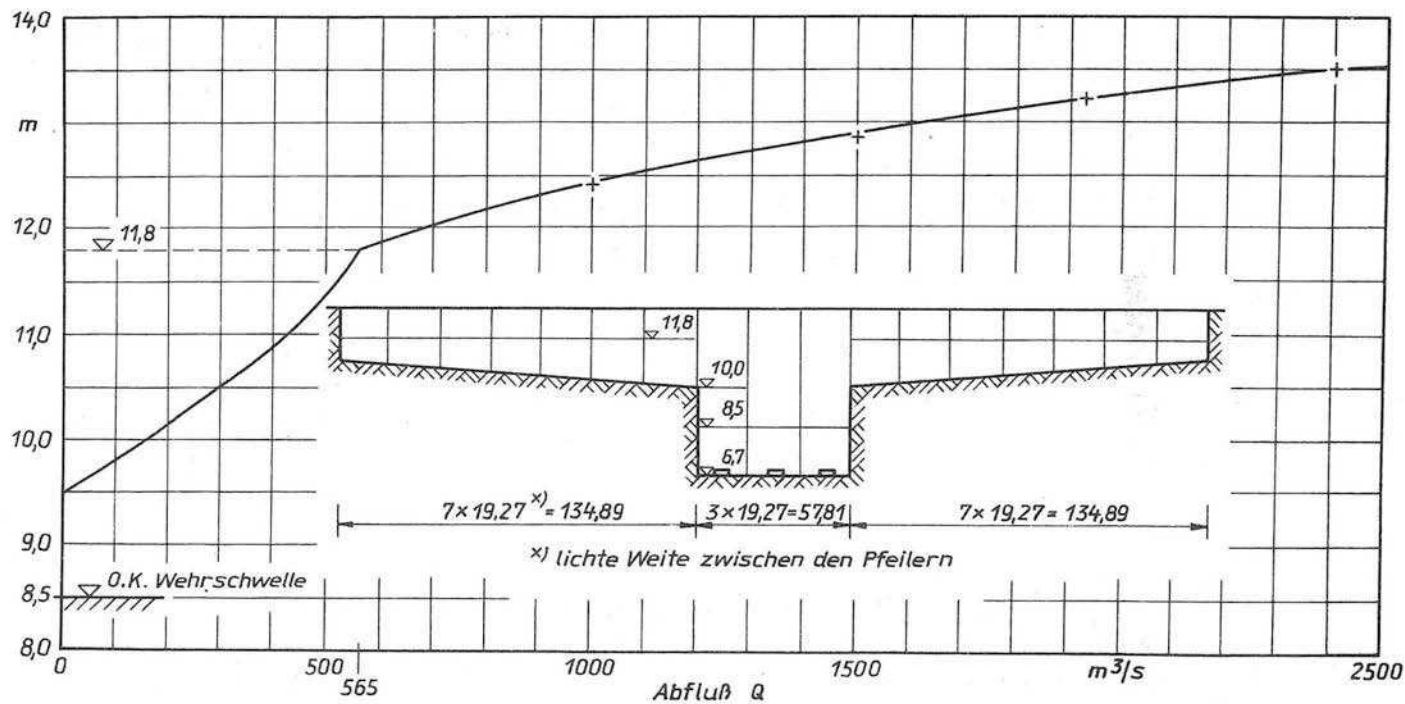


Abb. 62 Abflußkurve für das Einlaufwehr bei Versuchsreihe II, Variante 3

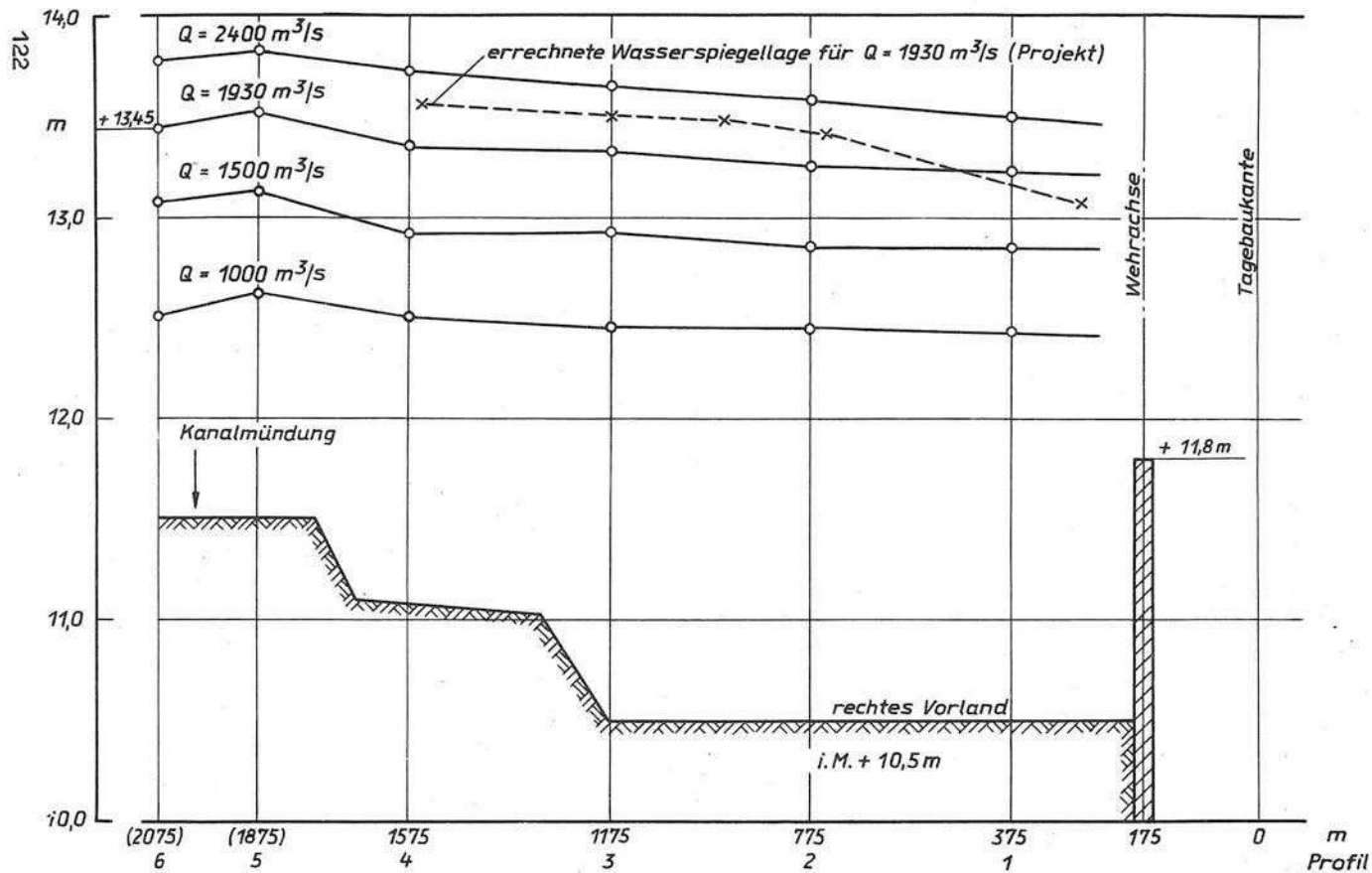


Abb. 63 Wasserspiegellagen bei Versuchsreihe II, Variante 3

Das $MQ = 62 \text{ m}^3/\text{s}$ erfordert eine Überfallhöhe bzw. Überströmungshöhe von $0,8 \text{ m}$. Daraus ergab sich die Wehrschwellenhöhe zu $+9,7 - 0,8 = +8,9 \text{ m}$. Sie wurde dann auf $+8,5 \text{ m}$ festgelegt.

Die Vorlandkronen wurden nicht mehr parallel zum Vorland, sondern waagerecht auf die mittlere Höhe zwischen $+11,3 \text{ m}$ und $+12,3 \text{ m}$, d. h. auf $+11,8 \text{ m}$ gelegt. Die Abb. 61 zeigt das Wehr nach dem Umbau. Der Abfluss durch den Flußschlauch erhöhte sich dadurch auf $Q = 570 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zur Höhe $+11,8 \text{ m}$. Das OW stieg bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $+13,5 \text{ m}$ an. Die Abb. 62 zeigt die Wehrleistungskurve für den Versuch II/3. Der Erfolg dieser Massnahmen - Einengung des Flußschlauches und waagerechte Anordnung der Wehrkronen auf den Vorländern - geht eindeutig aus der Abb. 63 hervor. Das Wehr erfüllt jetzt seine Staufunktion, was aus der Umwandlung der Senkungskurve in eine Staukurve hervorgeht. Wichtig war dabei, dass die Wasserspiegellagen an der Mündung des Kanals gehalten wurden. In der Versuchsreihe I wurde die Wasserspiegellage für $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ zu $+13,45 \text{ m}$ gemessen und auch in der Versuchsreihe II (siehe Abb. 63) nicht überschritten. Die vorhandene Deichhöhe von $+13,3 \text{ m}$ wurde, wie aus Beobachtungen hervorging, 1954 tatsächlich überschritten, so dass eine gute Übereinstimmung zwischen den Modellversuchsergebnissen und den Naturmessungen festgestellt werden kann.

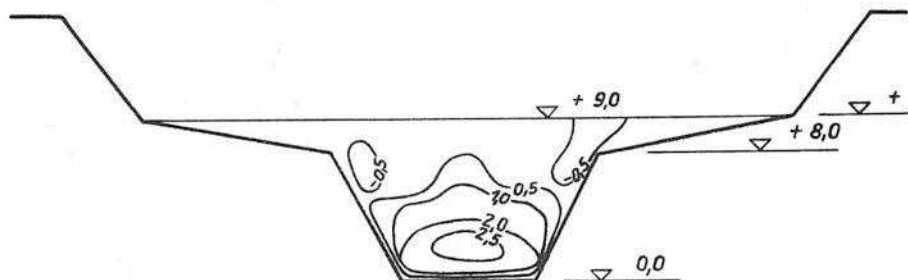
2.1.3.3. Versuchsreihe III

In der Versuchsreihe III wurde der Übergang vom Wehr zum Restloch untersucht. In den Versuchsreihen I und II wurden schon einige Messungen und Umbauten vorgenommen, die hier mit behandelt werden sollen. Es werden bei den einzelnen Versuchen die Messergebnisse für $Q = 500, 1930$ und $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ verglichen. Die Auswahl erfolgte aus folgenden Gründen:

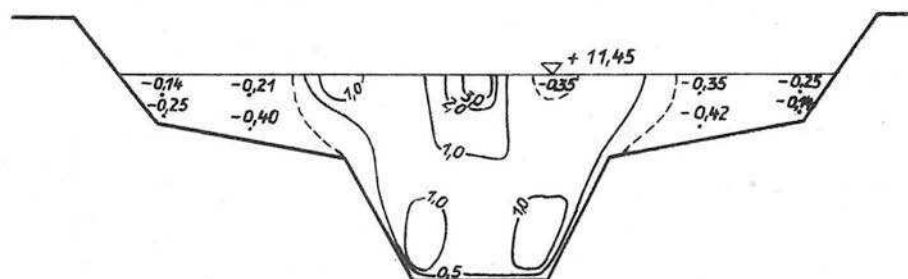
- a) bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ werden nur die Wehrfelder im MW-Bett belastet, also eine Strömungskonzentration.
- b) Der Abfluss $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ ist der höchste bekannte Abfluss.
- c) Der Abfluss $HHQ_B = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ ist der Bemessungsabfluss.

Auf der Abb. 64 ist das Profil 1' im UW (V.R. I/1) entsprechend Projekt mit den Geschwindigkeitsverteilungen bei den drei genannten

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$

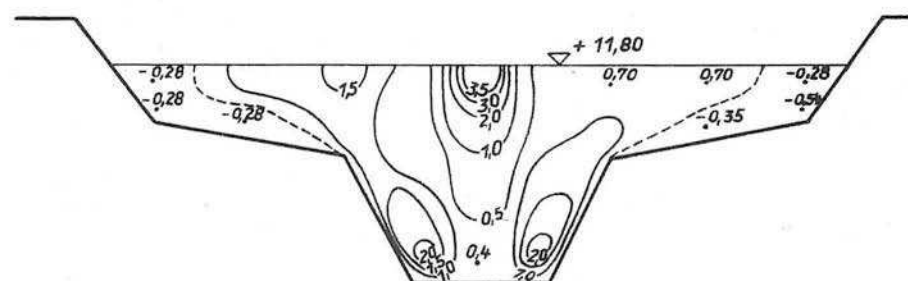
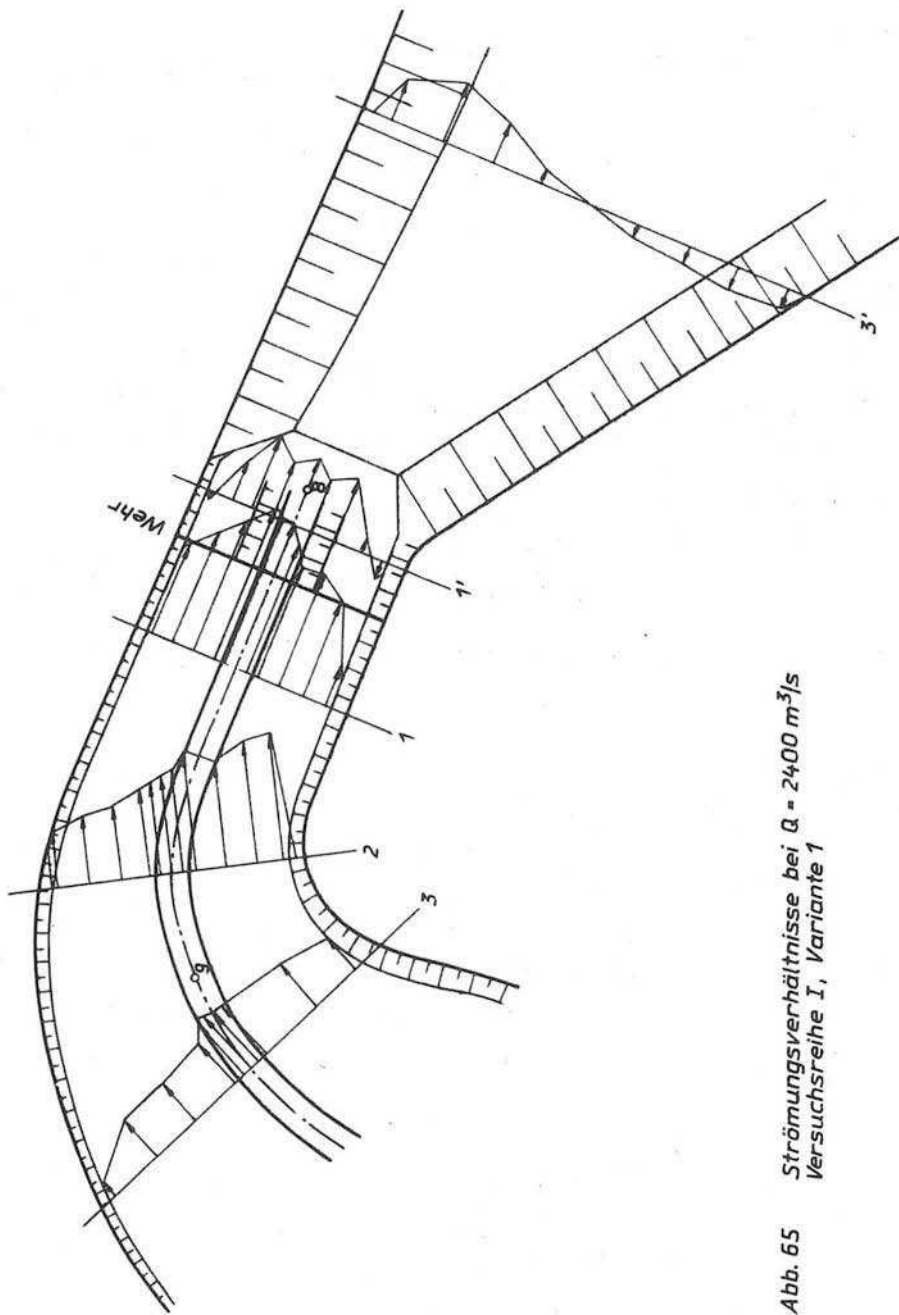


Abb. 64 Geschwindigkeitsverteilung im UW-Profil 1'
Versuchsreihe I, Variante 1



Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$
Versuchsreihe I, Variante 1

Abb. 65

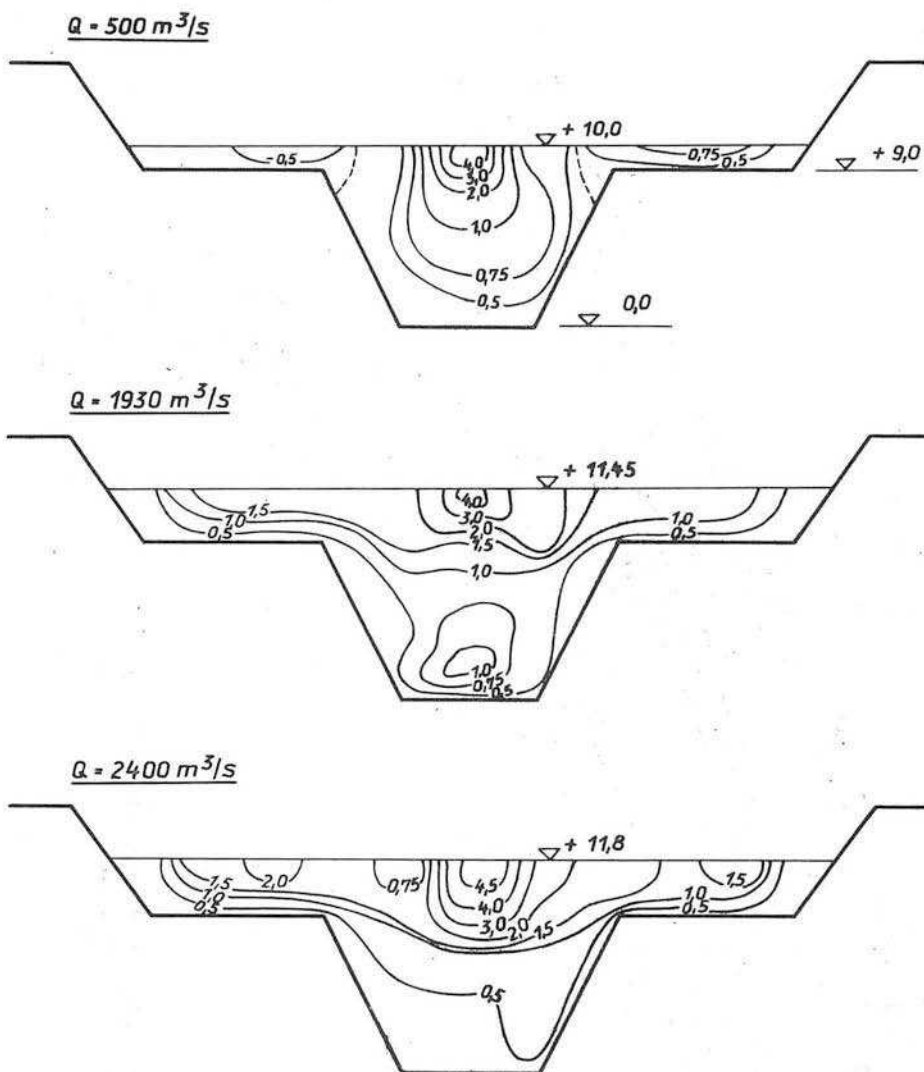


Abb. 66 Geschwindigkeitsverteilung im UW-Profil 1'
Versuchsreihe II, Variante 3

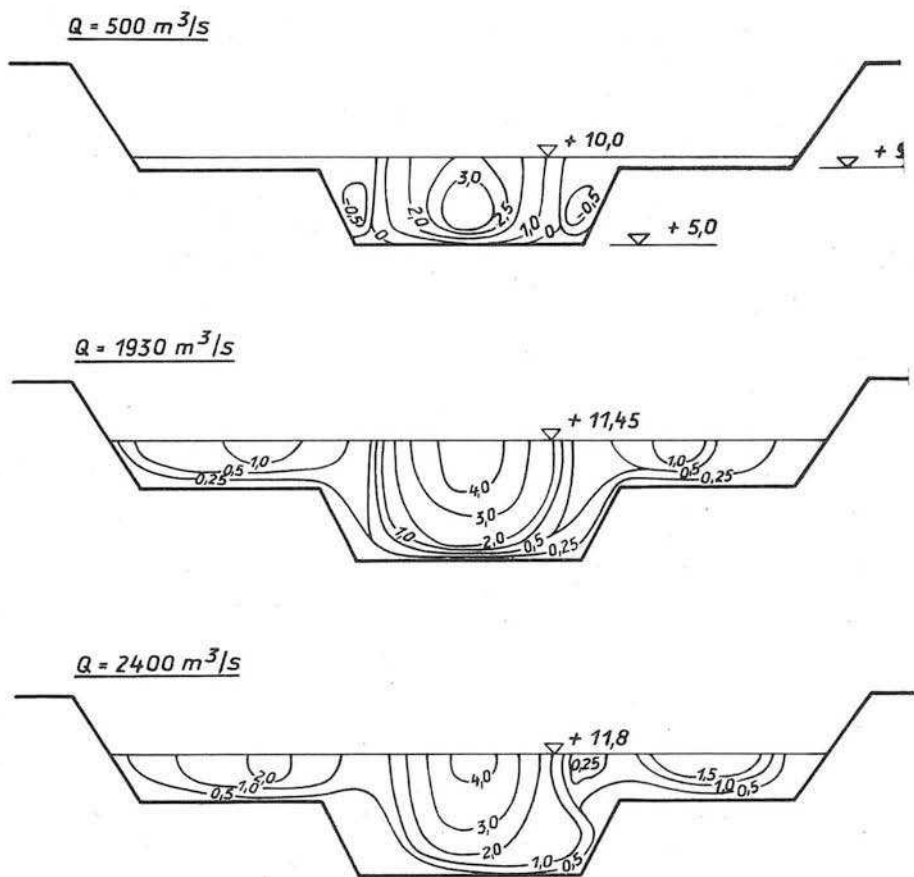
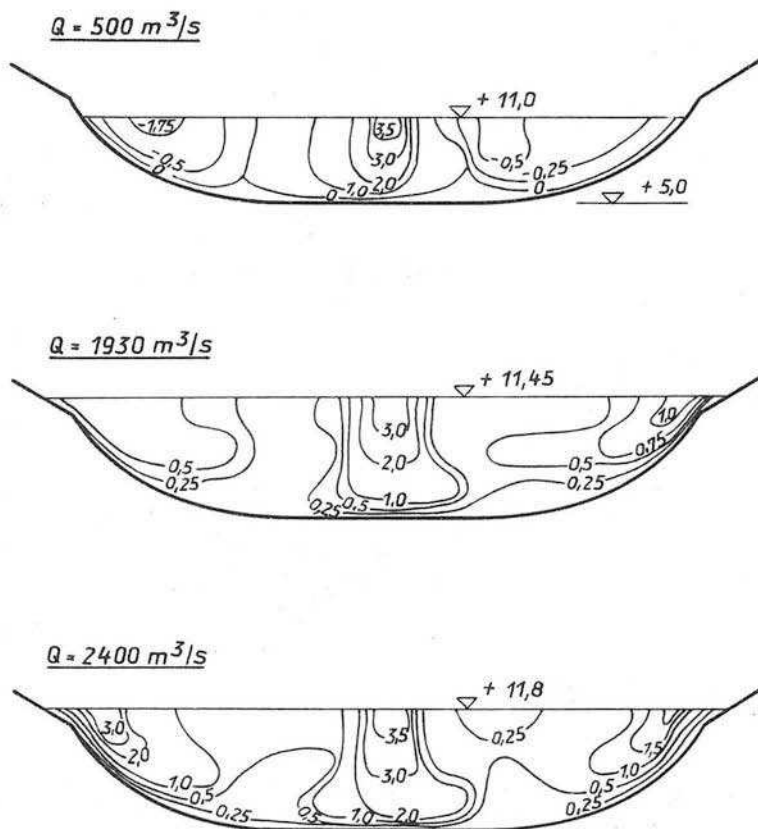


Abb. 67 Geschwindigkeitsverteilung im UW-Profil 1'
Versuchsreihe III, Variante 1



ten Abflüssen dargestellt. Für $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde der Seespiegel soweit abgesenkt, bis freier Überfall vorhanden war. Die Grösstgeschwindigkeiten traten daher in Sohlennähe auf. Mit steigendem Abfluss stieg der Seespiegel entsprechend der Abflusskurve für das Auslaufwehr an, und die Grösstgeschwindigkeiten verlagerten sich an die Oberfläche. Einen Überblick über die Strömungsverhältnisse im OW und UW gibt die Abb. 65.

Die Verbesserung der Anströmungsverhältnisse durch die in der Versuchsreihe II durchgeführten Veränderungen führten auch zu günstigeren Abflussbedingungen im UW, wie aus Abb. 66 (VR II/3) hervorgeht. Die Rückwalzen treten nur noch ganz schwach bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ in Erscheinung.

In der Versuchsreihe III wurde geprüft, ob die Sohle höher gelegt werden und damit an Aushub gespart werden kann. Es wurden ein Trapezprofil und ein muldenförmiges Profil mit der Sohlenhöhe $+ 5,0 \text{ m}$ untersucht.

Die Abb. 67 (VR III/1) zeigt die Geschwindigkeitsverteilung im UW im trapezförmigen Profil. Bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ erfolgt der Abfluss nur im UW-Bett mit Geschwindigkeiten um $V = 3,0 \text{ m/s}$ sehr konzentriert. Auch bei den hohen Abflüssen ist der Anteil der Vorländer relativ gering. Bei dem muldenförmigen Profil auf Abb. 68 (VR III/2) sind die Verhältnisse besonders bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ ungünstig. Durch die starke Walzenbildung mit rückläufigen Geschwindigkeiten bis zu $V = 1,75 \text{ m/s}$ wird die Hauptströmung stark eingeschnürt und erreicht dadurch hohe Geschwindigkeiten. Diese Konzentration bleibt auch bei hohen Abflüssen ohne Rückwalzen erhalten. Eine Reihe weiterer Versuche mit Schwellen- und Stossbalkeneinbauten führte zu keinem günstigen Ergebnis. Das Hauptproblem blieb, den Abfluss möglichst gleichmässig auf den Gesamtquerschnitt zu verteilen und durch Ausnutzung des vorhandenen grossen Querschnittes die Geschwindigkeiten klein zu halten.

Im Versuch III/6 wurde die UW-Sohle wieder auf $0,0 \text{ m}$, das Vorland auf $+ 10,0 \text{ m}$ und die Sohlenbreite mit $b = 50 \text{ m}$ angeordnet. Dabei erweiterte sich die Sohle trompetenförmig zum Restloch bis zur Tagebauböschungskante. Unterhalb der Vorlandwehrschwellen

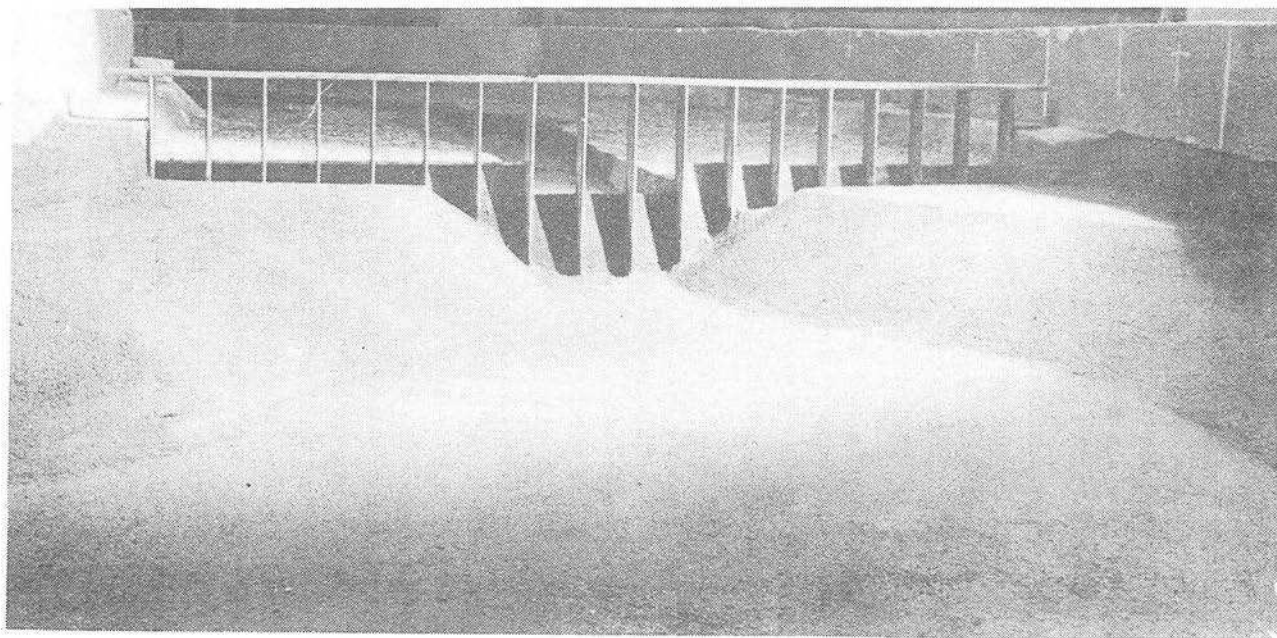


Abb. 69 Einlaufwehr von UW (Versuch III/6)

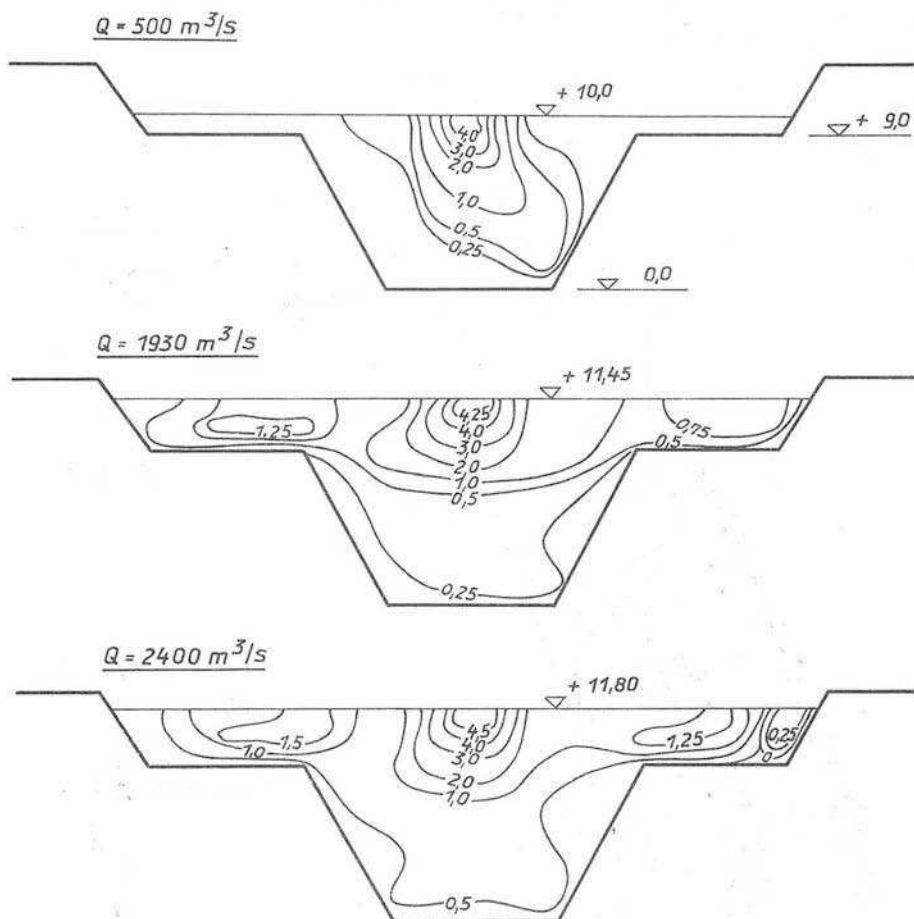


Abb. 70 Geschwindigkeitsverteilung im UW-Profil 1'
Versuchsreihe III, Variante 11

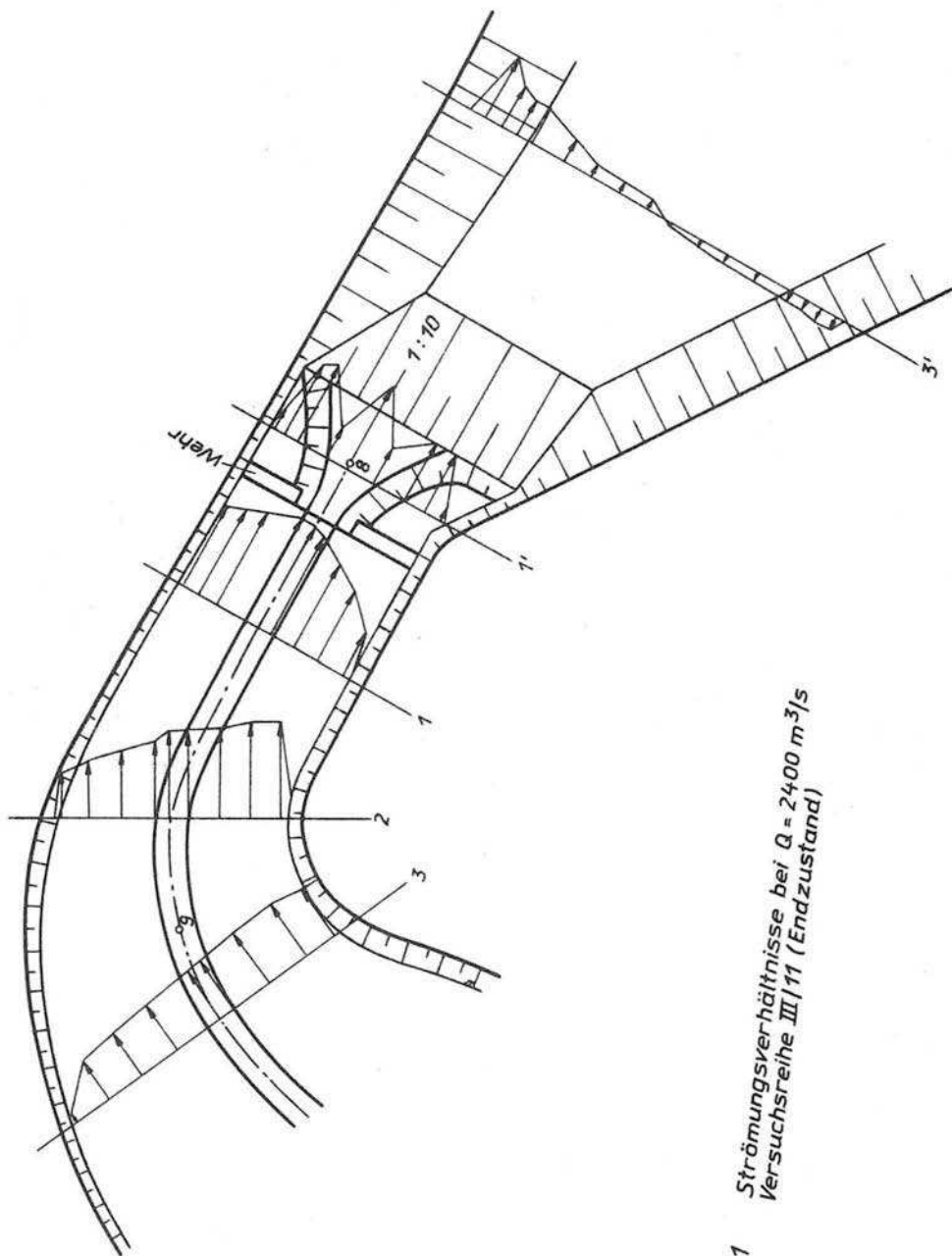


Abb. 71 Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$
Versuchsreihe III/11 (Endzustand)

wurden eingetiefte Tosbecken mit geböschter Endschwelle vorgesehen. Die Tosbecken hatten Gefälle zum UW-Bett. Die Abb. 69 zeigt das Einlaufwehr von UW.

Bei diesem Versuch konnte eine sehr günstige Ausbreitung der Hauptströmung sowohl in die Breite als auch in die Tiefe festgestellt werden.

Nachdem dieses günstige Ergebnis vorlag, wurden die weiteren Untersuchungen für die Verbesserung der Abflussbedingungen auf den Vorländern im UW durchgeführt.

Die Vorlandfläche von + 10,0 m erwies sich als zu hoch bei einem Stauziel von + 9,5 m. Bei Abflüssen grösser als $570 \text{ m}^3/\text{s}$ sprangen die Vorlandüberfälle an und trafen auf ein nahezu trockenes Vorland. Die Vorlandhöhe wurde daher auf + 9,0 m = - 0,5 m unter Stauziel abgesenkt. Beim Anspringen der Vorlandüberfälle war dann ein Wasserpölster von über 1,0 m vorhanden, so dass die Sohlenangriffe verringert werden konnten. Die Tosbeckensohle wurde auf + 8,0 m angehoben und im Tosbecken ein Stossbalken im Abstand von 20 m vom Wehr bzw. 10 m von der senkrechten Endschwelle eingebaut.

Die Geschwindigkeitsverteilung im UW bei diesem Versuch zeigt die Abb. 70 (VR III/11). Wie ersichtlich, sind die Grösstgeschwindigkeiten in Flussbettmitte nahe der Oberfläche konzentriert. Die Vorlandbelastung liegt bei $1,5 \text{ m/s}$. Die Abb. 71 zeigt die Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$, die Abb. 72 bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$. Es ist deutlich die Konzentration des Abflusses vor den Wehröffnungen im Flussbett sowie die vom Restloch bis unterhalb der Wehrfelder auf den Vorländern reichende Rückwalze zu erkennen. Die Durchströmung des Restloches erfolgt entlang der linken Tagebauböschung. Auf der Abb. 73 ist der Strömungsverlauf bei $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ festgehalten. Die Abströmung vom Wehr über die Vorländer lässt keine Rückwalzenbildung zu.

Die Messungen im Restloch ergaben, dass die Durchströmung ab $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ auch in grösseren Tiefen erfolgt. Die maximalen Geschwindigkeiten an den Kippenböschungen wurden zu $V = 1 \text{ m/s}$ ermittelt.

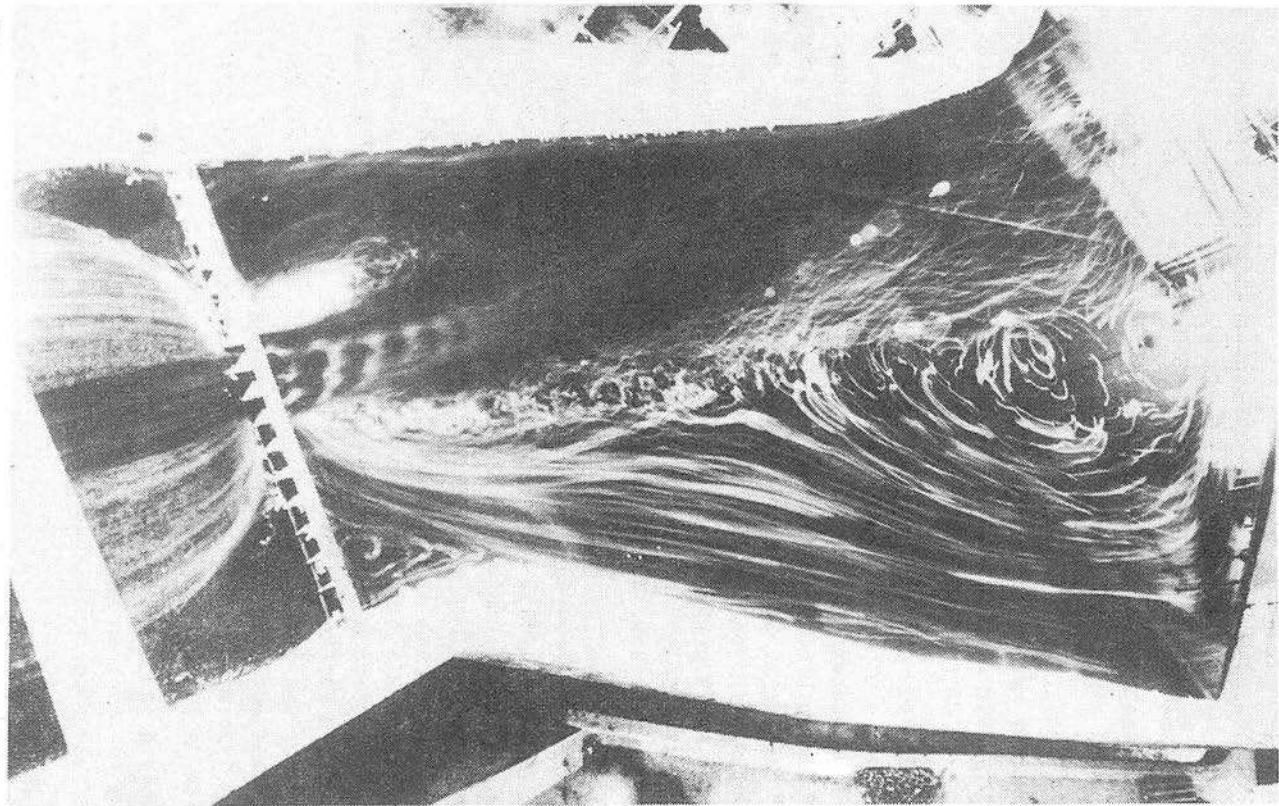


Abb. 72 Strömungsverhältnisse im Restloch bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$. Am Wehr ist die Konzentration auf die Wehrfelder im MW-Bett zu sehen.

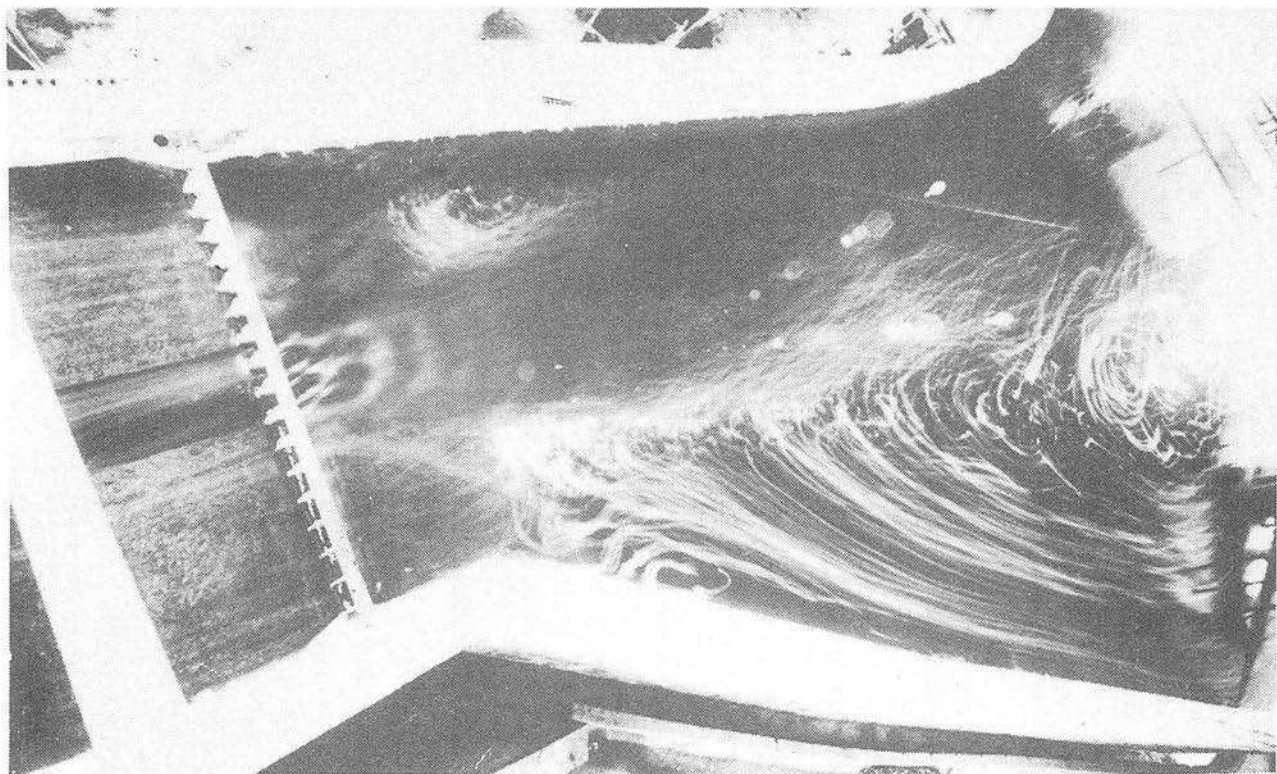


Abb. 73 Strömungsverhältnisse im Restloch bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.1.3.4. Versuchsreihe IV

Während der Versuchsdurchführung traten in der Kippenführung des Tagebaurestloches Veränderungen ein, die eine weitere Versuchsreihe erforderlich machten. Die Kippe wurde auf der linken Seite um etwa 500 m zurückgesetzt. Daraus ergab sich, dass sich das Restloch vom Wehr aus gesehen nach beiden Seiten erweitert. Weiterhin wurde für die Versuchsreihe IV eine Sohlenaufnahme des Restloches zur Verfügung gestellt. Im Restloch blieb eine kohlenarme Erhebung, die bis 0,0 m reicht, stehen. Die Strömungsverhältnisse im Restloch gestalteten sich durch die linksseitige Erweiterung insgesamt wesentlich günstiger gegenüber der Versuchsreihe III. Die Abb. 74 zeigt die Geschwindigkeitsverteilung im UW-Profil 1'. Bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ bildete sich linksseitig eine Rückwalze mit Geschwindigkeiten um $V = 0,5 \text{ m/s}$. Bei den hohen Abflüssen ist bemerkenswert die starke Konzentration der Höchstgeschwindigkeiten in Flussachse nahe der Oberfläche sowie die relativ geringen Geschwindigkeiten auf den Vorländern. Die Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ zeigt die Abb. 75. Es ist deutlich die Hauptströmung im Restloch zu erkennen. Einen Überblick über die Strömungsverhältnisse bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ geben die Abb. 76 für das Flussbett und die Abb. 77 für das Restloch. Die Abb. 78 zeigt das Flussbett bei Abfluss von $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ und die Abb. 79 das Restloch bei $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.1.4. Zusammenfassung der Ergebnisse

2.1.4.1. Oberwasser

Die Strömungsverhältnisse im OW wurden durch

- Abflachung der starken Rechtskrümmung zwischen Profil 2 und 3
- Abgrabung des Vorlandes
- Veränderungen am Wehr in Höhe und Breite

so beeinflusst, dass die ursprünglich vorhandene Senungskurve in eine Staukurve überging. Dadurch wurde einerseits die Geschwindigkeit auf den Vorländern soweit gesenkt, dass die zusätzliche Befestigung entfallen konnte, andererseits die Anströmung des Wehres verbessert, so dass die UW-Verhältnisse sich ebenfalls günstiger gestalteten.

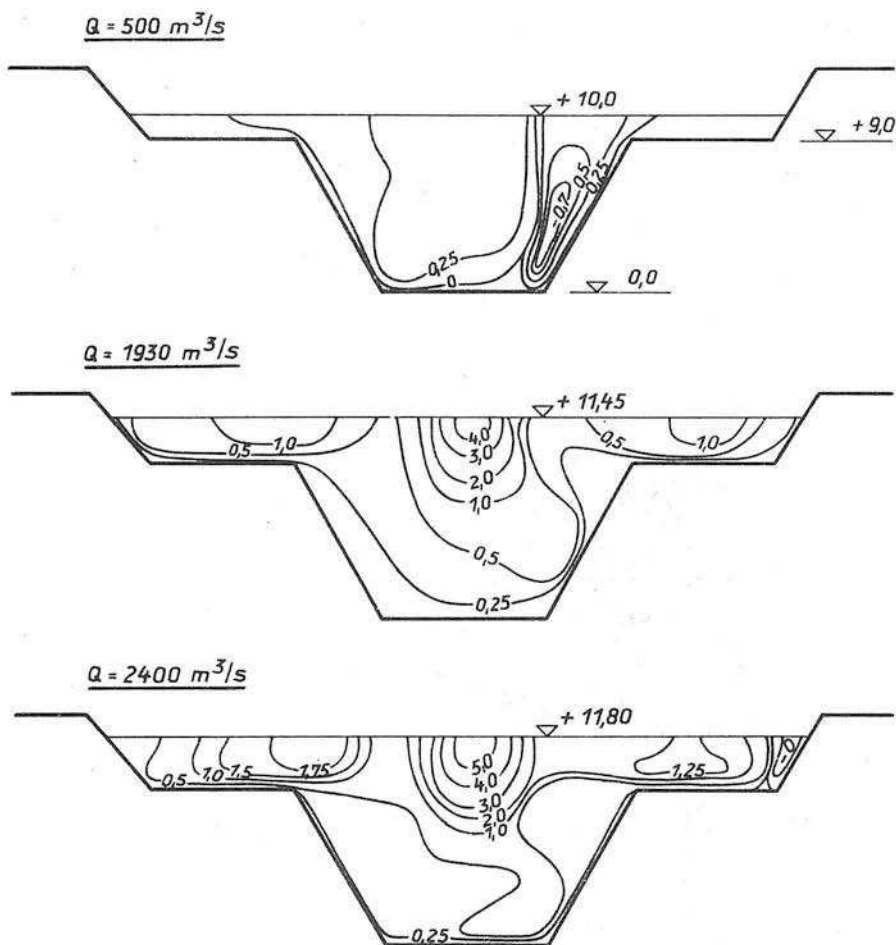


Abb. 74 Geschwindigkeitsverteilung im UW-Profil 1'
Versuchsreihe IV, Variante 2

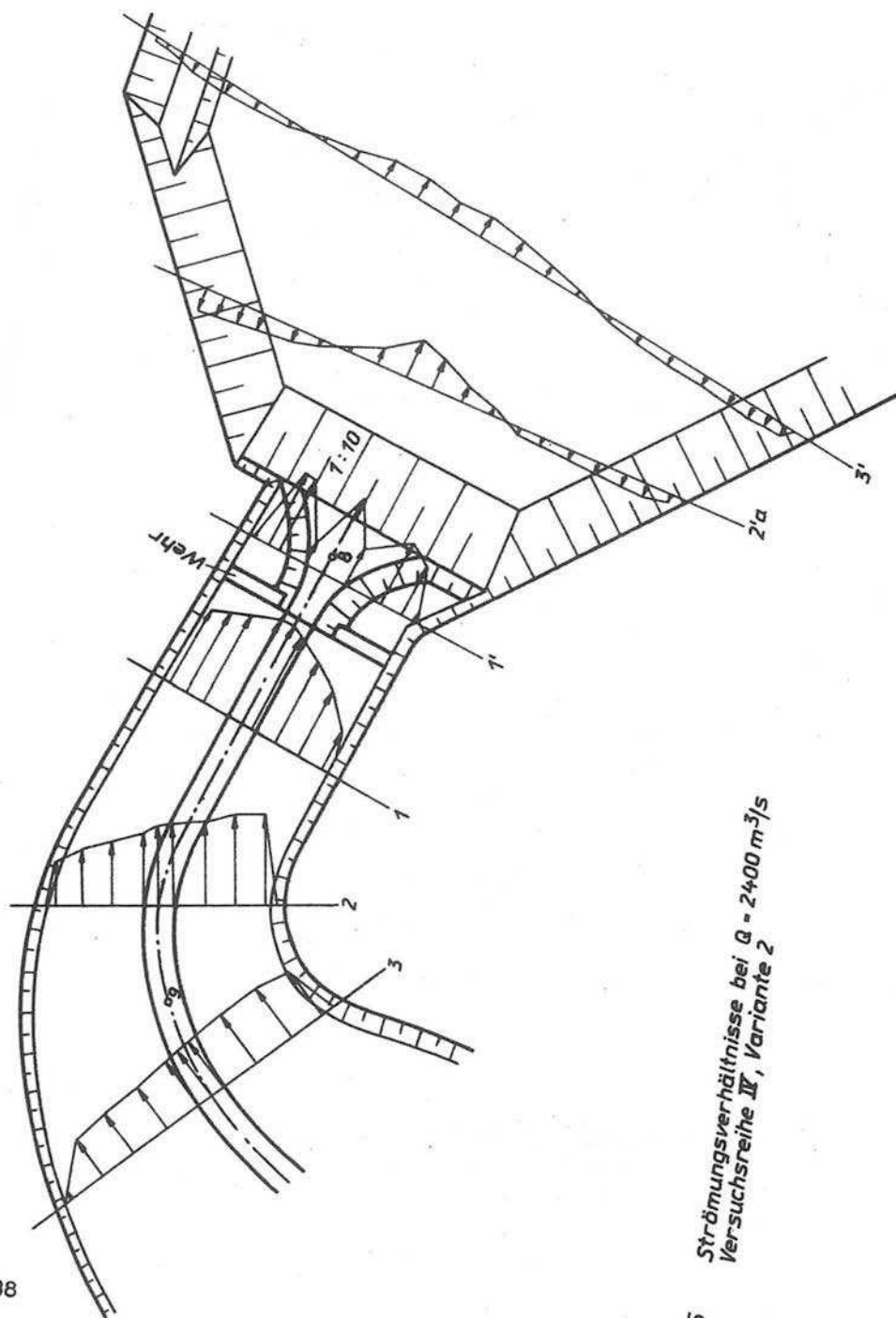


Abb. 75 Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$
Versuchsreihe IV, Variante 2



Abb. 76 Strömungsbild im Flussbett bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

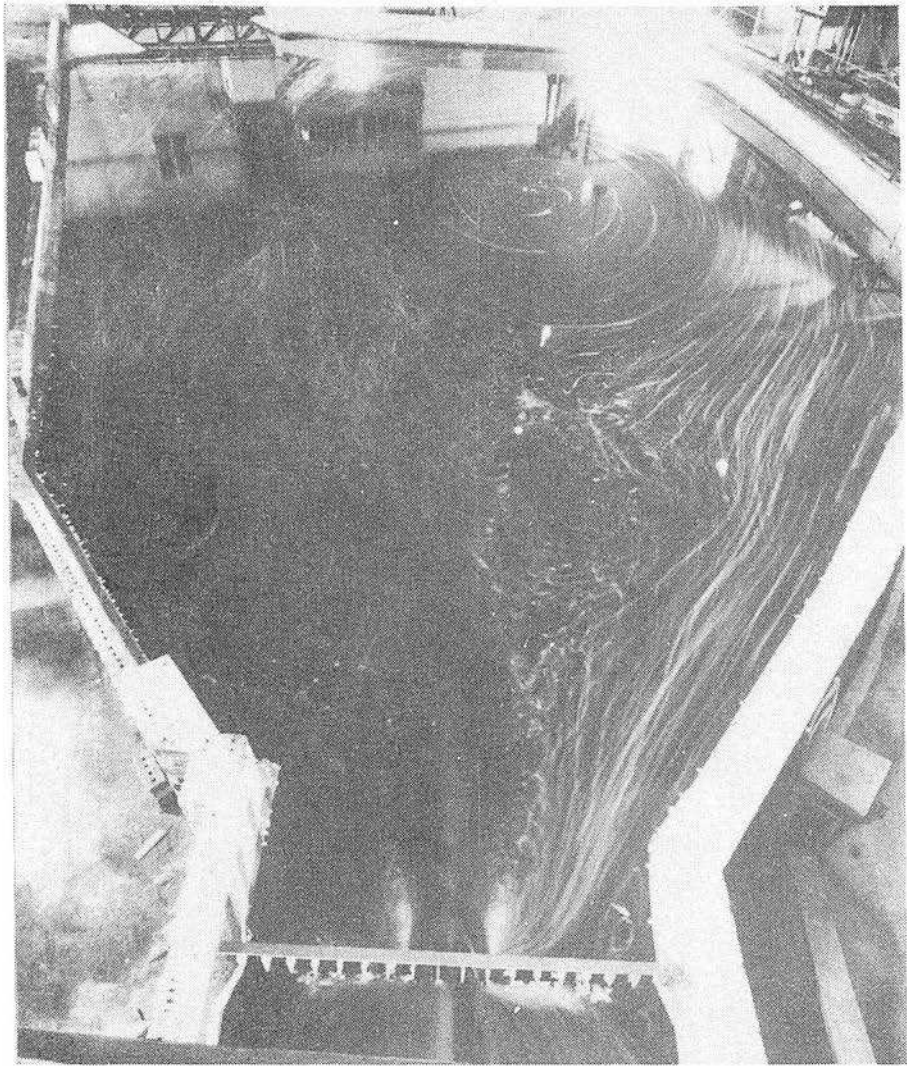


Abb. 77 Strömungsbild im Restloch bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

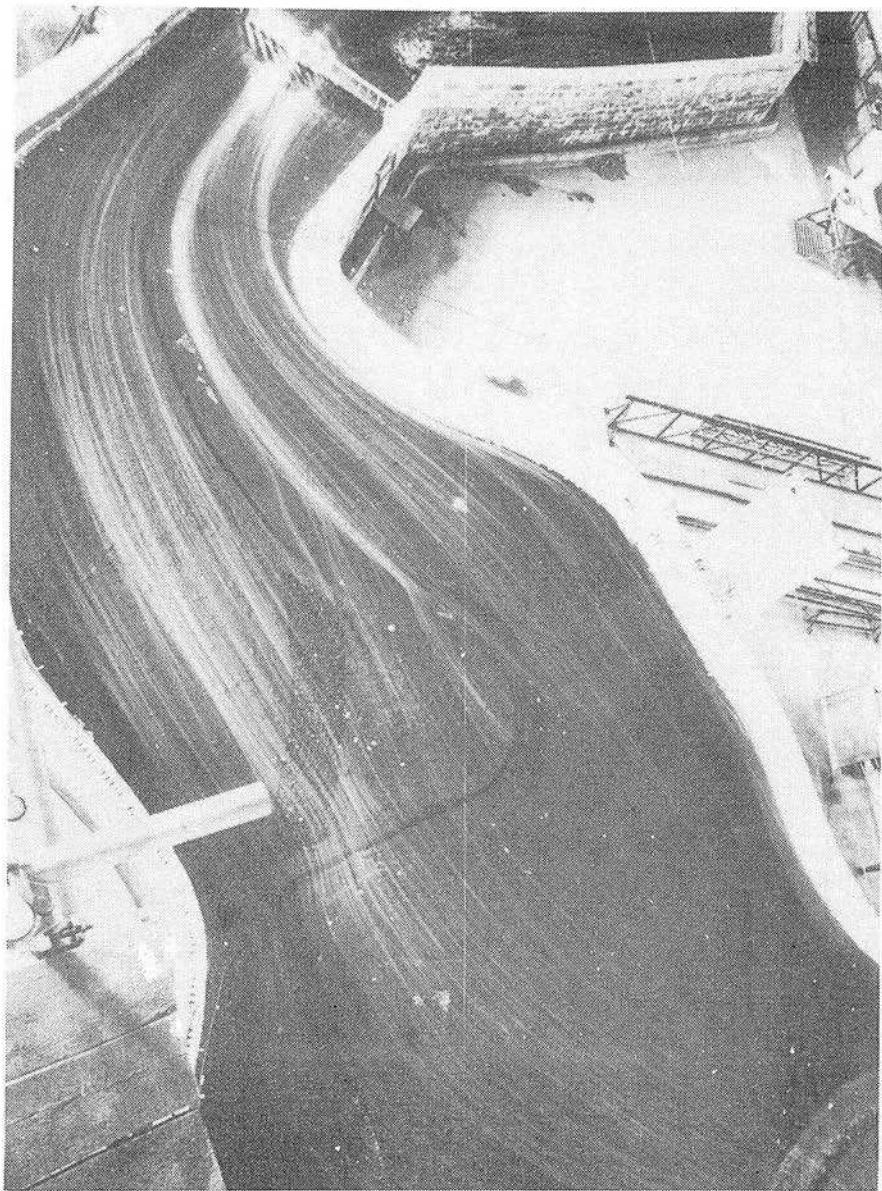


Abb. 78 Strömungsbild im Flussbett bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$



Abb. 79 Strömungsbild im Restloch bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$

2.1.4.2. Wehr

Das Wehr hat zwei Aufgaben. Es soll günstige OW-Verhältnisse schaffen und es soll den Abfluss möglichst schadlos in das UW einleiten. Die erste Aufgabe wurde, wie oben beschrieben, gelöst. Die zweite Aufgabe war erschwert durch die Bedingung, dass bei $MQ = 62 \text{ m}^3/\text{s}$ im OW ein Freibord von $0,3 \text{ m}$ zu halten war. Durch Tieferlegung der Wehrschweller im MW-Bett konnte diese Bedingung erfüllt werden, gleichzeitig erfolgte dadurch eine Konzentration des HW-Abflusses auf den Bereich des MW-Bettes.

Durch Verringerung der Abflussbreite im Flussbett wurde eine bessere Verteilung des Abflusses auf den Gesamtquerschnitt erreicht.

Da die Einlaufstrecke im verzerrten Maßstab $1 : 200/1 : 50$ untersucht wurde, konnten die Angaben für das Wehr hinsichtlich der Energieumwandlung nur grob ausfallen. Aus diesem Grunde wurde vorgeschlagen, für das Einlaufwehr gesonderte Untersuchungen im unverzerrten Maßstab durchzuführen. Diese Untersuchungen werden in Teil 2.2. beschrieben.

2.1.4.3. Unterwasser

In insgesamt 11 Varianten wurden die Abflussbedingungen vom Wehr in das Unterwasser in der Versuchsreihe III untersucht. Durch

- Festlegung der Tosbeckensohle auf $0,0 \text{ m}$
- Festlegung der Vorlandtosbecken auf $+ 8,0 \text{ m}$
- Festlegung der Vorlandhöhen auf $+ 9,0 \text{ m}$
- Erweiterung des Unterwasserkanaals

konnten Richtwerte für die weitere Projektierung gegeben werden, die durch Untersuchungen an einem unverzerrten Modell zu präzisieren waren.

2.1.4.4. Restloch

Die Durchströmung des Restloches bei Abflüssen grösser als $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ konnte als günstig eingeschätzt werden. Eine Änderung der Durchströmungsverhältnisse durch Geschiebe- und Schwebstoffablagerungen kann nur in sehr begrenztem Umfang auftreten. Am Übergang vom UW-Kanal zum Restloch (Böschung $1 : 10$) traten in Sohlennähe noch Geschwindigkeiten auf, die das Ablagern von

Geschiebe und Schwebstoffen verhindern. Ablagerungen können sich nur in den Randzonen mit langsamdrehenden Walzen bilden.

Die geringen Geschwindigkeiten im Bereich der Kippenböschungen wurden im Labor gemessen, d. h. äussere Einflüsse wie Wind, Wellen und Eis konnten nicht berücksichtigt werden. Die gewählten Böschungsneigungen 1 : 10 bzw. 1 : 5 können aber nicht nur vom Gesichtspunkt der zu erwartenden Strömungsgeschwindigkeiten beurteilt werden, sondern müssen auch diese genannten Einflüsse berücksichtigen.

2.2. Wehrmodell

Für die ausführungsbereite Bearbeitung des Überganges vom Wehr zum Restloch war es erforderlich, die aus dem Modellversuch für den Einlauf gewonnenen Erkenntnisse über das hydraulische Verhalten im Wehrbereich an einem unverzerrten Modell zu überprüfen und die strömungstechnischen Verhältnisse weiter zu erkunden.

Folgende Fragen sollten vordringlich geprüft werden:

1. Wehrleistung in Abhängigkeit vom Wehrprofil

Gegenüber den Untersuchungen im Gesamtmodell war das Wehrprofil von trapezförmig (scharfkantig) auf ein Profil mit abgerundeter Krone verändert worden.

2. Zur Verhinderung von Geschiebeablagerungen im OW wurden in den Wehrfeldern im MW-Bett sogenannte Geschiebeschleusen, d. h. Durchlässe mit kreisrundem Profil, angeordnet. Es waren die Funktionstüchtigkeit und das Leistungsvermögen zu prüfen.

3. Abmessungen der Energieumwandlungsanlagen der Wehrteile im MW-Bett und auf den Vorländern.

4. Standfestigkeit des Bodenmaterials hinter den Sturzbetten.

Weitere Probleme sollten dann während der Modelluntersuchungen in Abhängigkeit von den Zwischenergebnissen behandelt werden.

2.2.1. Modellaufbau und Ähnlichkeitsfragen

Hinsichtlich der Naturähnlichkeit traten für diese Untersuchungen keine neuen Probleme auf. Die Versuche wurden nach dem FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetz durchgeführt.

Für die Untersuchungen der Funktionstüchtigkeit der Geschiebe-

schleusen ergab sich jedoch die Notwendigkeit, zusätzlich ein Teilmodell in einem verhältnismässig grossen Maßstab aufzubauen, um die Wirkung der Durchlässe beobachten zu können. Die Wahl der Modellmastbe ergab sich aus den zur Verfügung stehenden Flächen bzw. Gerinnen zu 1 : 75 für das Wehrmodell und 1 : 33 1/3 für das Teilmodell. Mit $n = 75$ bzw. 33 1/3 ergaben sich zwischen Natur und Modell folgende Beziehungen:

1 : 75			1 : 33 1/3		
$L = n$	$\cdot l =$	$75 \cdot l$	$L = 33 \frac{1}{3}$	$\cdot l$	L
$H = n$	$\cdot h =$	$75 \cdot h$	$H = 33 \frac{1}{3}$	$\cdot h$	H
$F = n^2$	$\cdot f =$	$5625 \cdot f$	$F = 1109$	$\cdot f$	F
$V = n^{1/3}$	$\cdot v =$	$8,66 \cdot v$	$V = 5,76$	$\cdot v$	V
$Q = n^{5/2}$	$\cdot q =$	$48712,5 \cdot q$	$Q = 6388$	$\cdot q$	Q

Mit einer Geschiebebewegung im OW wurde im Modell 1 : 75 nicht gerechnet. Im UW dagegen konnten Kolkbildungen erwartet werden. Für die Wasserspiegel- und Sohlenaufmessungen sowie für Geschwindigkeitsmessungen wurde eine fahrbare 5-m-Messbrücke eingesetzt.

Für den Modellaufbau wurden vom Projektanten zahlreiche Unterlagen entsprechend dem neuesten Projektierungsstand zur Verfügung gestellt. Es wurde zunächst das Teilmodell im Maßstab 1 : 33 1/3 in einer 80 cm breiten Rinne aufgebaut.

Zur Darstellung kam ein Wehrausschnitt im MW-Bett mit einem Pfeiler und zwei Geschiebeschleusen. Dieses Modell erlaubte die Untersuchung von Abflüssen bis $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Abb. 80 und 81 zeigen das Modell von OW und von UW. Auf den Abbildungen sind die Geschiebeschleusen sowie das Sturzbett mit der anschliessenden Steinschüttung gut zu erkennen.

Das Wehrmodell im Maßstab 1 : 75 wurde mit der gesamten Vorlandbreite im OW aufgebaut. Zur Darstellung kamen 425 m ober- und 475 m unterhalb des Wehres. Die Vorländer im OW und das Bschungssystem im UW wurden in Beton nachgebildet, während die Flußsohle und die UW-Sohle in Höhe 0,0 m als Geschiebesohle eingebaut wurden. Die Abb. 82 zeigt das Modell nach Fertigstellung der Betonarbeiten und vor dem Einbau des Wehres. In der Bildmitte sind die Aussparungen für die Geschiebesohle sowie die Messtaschen für

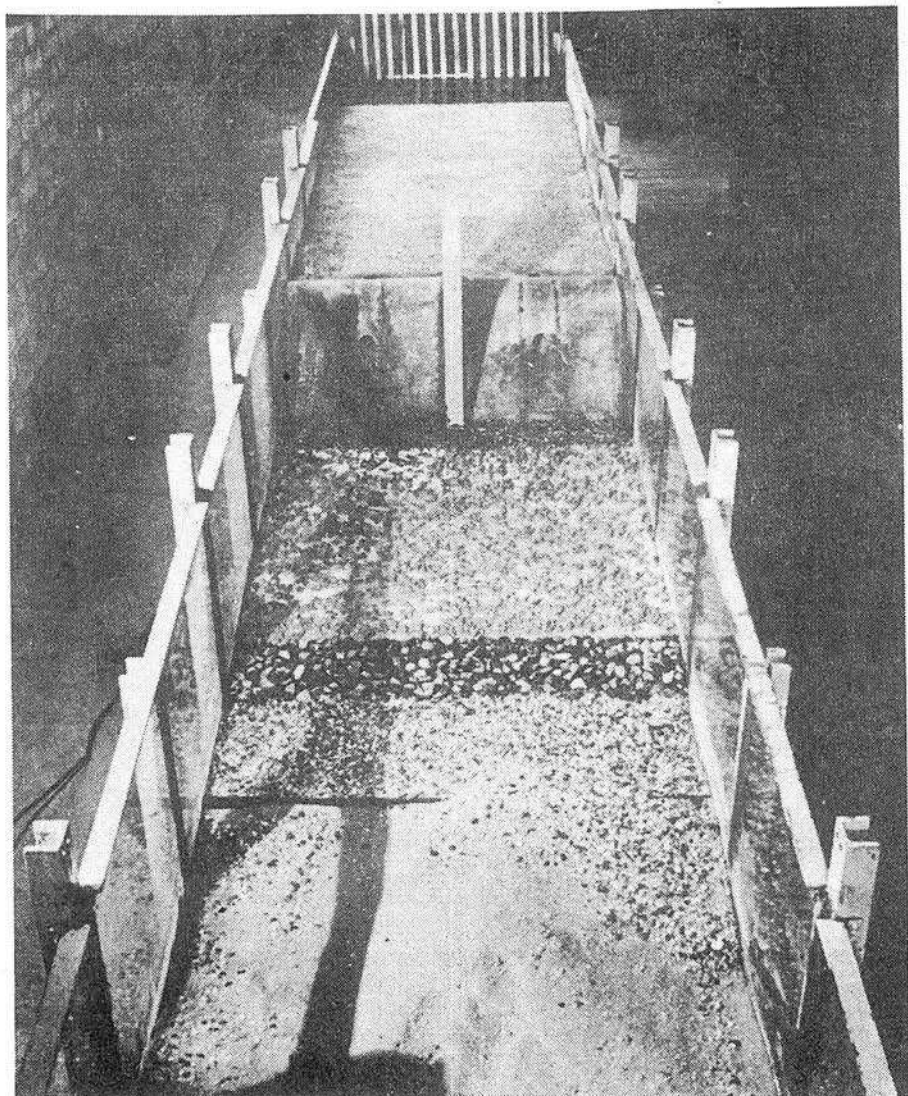


Abb. 80 Teilmodell im Maßstab 1 : 33 $\frac{1}{3}$.
 Ansicht von UW mit Sturzbett und Übergangsstrecke.
 In den Wehrrücken die Austrittsöffnungen der Geschiebe-
 schleusen.

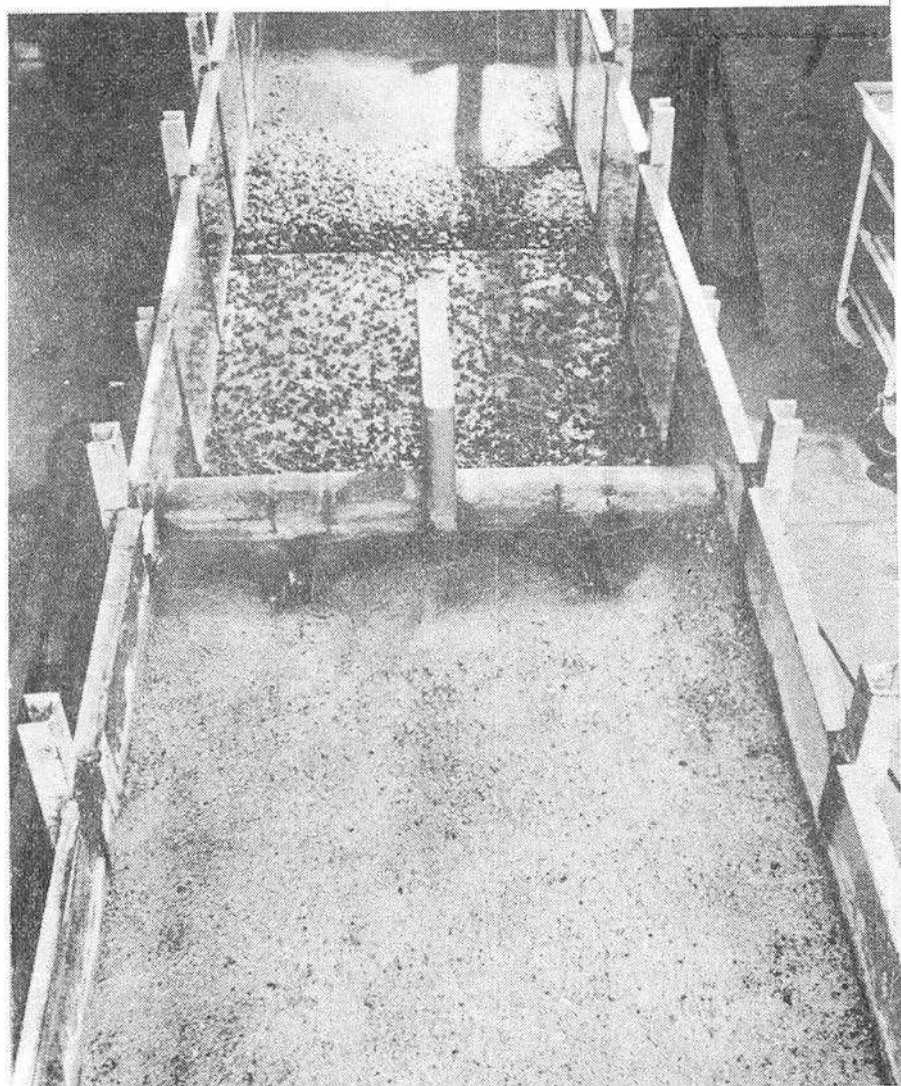


Abb. 81 Teilmodell im Maßstab 1 : 33 $\frac{1}{3}$.
Ansicht vom OW mit den Einläufen (Halbschalen) der
Geschiebeschleusen.

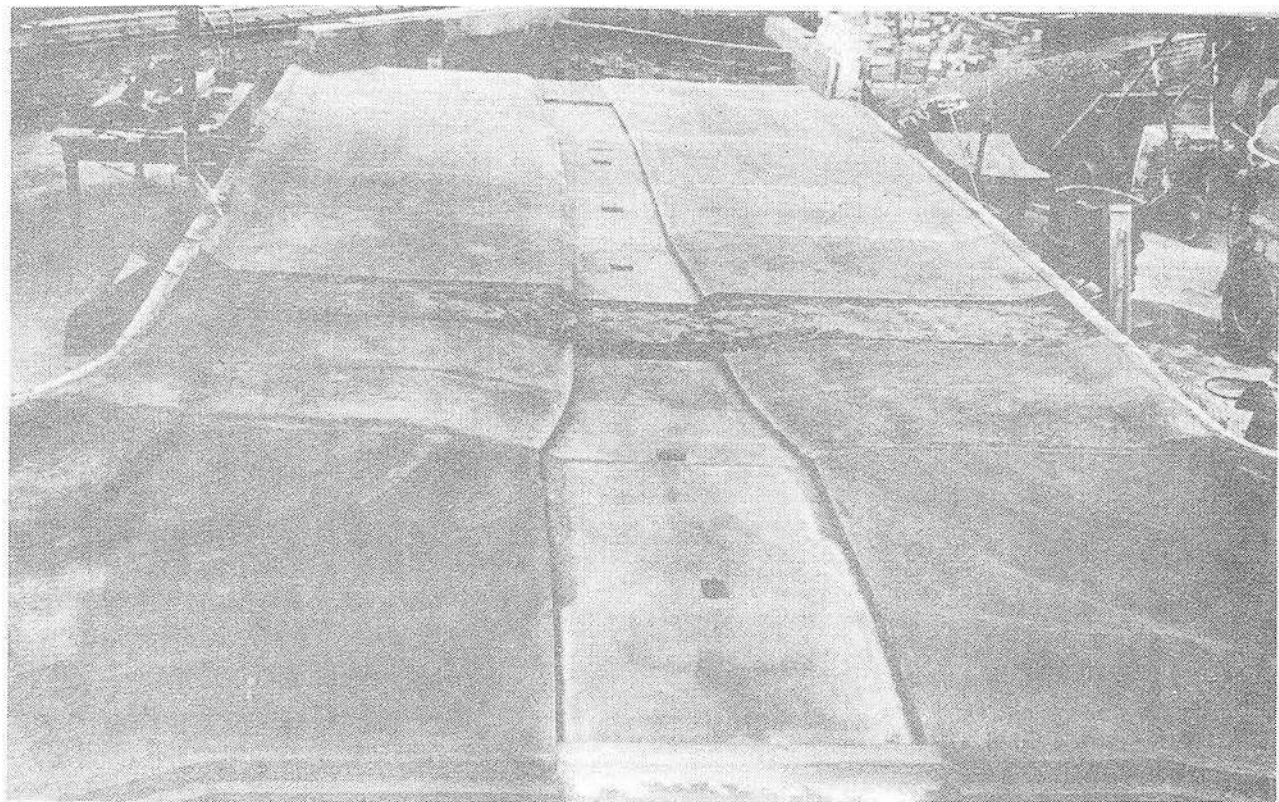


Abb. 82 Modell nach Abschluss der Betonarbeiten. In Bildmitte ist der freigehaltene Streifen für das Wehr zu sehen.

die Wasserspiegelmessungen zu sehen. Das fertige Modell zeigt die Abb. 83.

Die Abb. 84 vermittelt einen Gesamtüberblick über die Lage des Einlaufwehres und des Böschungssystems beim Übergang zum Restloch, so wie es aus den Ergebnissen des Modellversuches für die Einlaufstrecke erarbeitet wurde.

2.2.2. Versuchsprogramm

2.2.2.1. Versuchsreihe I

In der Versuchsreihe I wurden die in der Aufgabenstellung genannten Punkte in beiden Modellen untersucht.

2.2.2.2. Versuchsreihe II

In der Versuchsreihe II wurde die Sohlenhöhe in der Auslauftrompete von 0,0 m auf + 3,0 m angehoben. Die Tosbeckensohle blieb auf 0,0 m, so dass ein eingetieftes Tosbecken mit 3,0 m hoher Landschwelle entstand.

2.2.2.3. Versuchsreihe III

In der Versuchsreihe III wurde die Vorlandhöhe im UW-Bereich von + 9,0 m auf + 10,0 m erhöht.

2.2.3. Durchführung der Versuche

2.2.3.1. Versuchsreihe I

Die Untersuchung der Geschiebeschleusen erfolgte im Teilmodell im Maßstab 1 : 33 1/3. Der Abfluss konnte hier bis zu OW-Höhe + 11,8 m, d. h. bis zur Kronenhöhe der Vorlandüberfallsschwellen, untersucht werden. Dieser Abflusshöhe entsprach nach den Ergebnissen im Modell 1 : 200/1 : 50 ein Abfluss von $Q = 565 \text{ m}^3/\text{s}$ (mit trapezförmigem Überfallquerschnitt).

Die Leistung der Geschiebeschleusen wurde mit konstantem OW-Stand und mehreren UW-Ständen in Abhängigkeit von $\Delta H = OW - UW$ ermittelt. Es ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Anschliessend wurde die hydraulische Leistung der Geschiebeschleusen unter normalen Abflussbedingungen, d. h. mit überströmter Wehrschwelle und entsprechenden UW-Ständen, ge-



Abb. 83 Modell nach dem ersten Versuch

messen. Unter diesen Bedingungen zeigten die Geschiebeschleusen völlig andere Abflussleistungen. Der Durchfluss stieg sehr schnell an und erreichte bei einem OW-Stand von + 11,8 m einen Abfluss $Q_{\max} = 48 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Unterwasserstände werden durch die Leistungsfähigkeit des Auslaufwehres (siehe Abb. 25) vorgegeben. Der Normalstau + 9,5 m kann danach bis zu $Q = 280 \text{ m}^3/\text{s}$ gehalten werden. Bei grösseren Abflüssen steigt das UW am Einlaufwehr an. Damit verändern sich dann auch die Druckverhältnisse am Wehrrücken und die ΔH -Werte zwischen OW und UW.

Die Abb. 85 zeigt die Leistungskurven für die Geschiebeschleusen in Abhängigkeit von der Druckhöhe ΔH für die beiden untersuchten Fälle.

Die Untersuchung der Geschiebeschleuse auf ihre Funktionstüchtigkeit ergab, dass die gewählte Anordnung mit Einlauftrichter und die gewählten Achsabstände zwischen den einzelnen Geschiebeschleusen den Anforderungen genügte. Die Abb. 86 zeigt die Geschwindigkeitsverteilung im UW. Es ist einerseits die grosse Geschwindigkeit in Sohlhöhe zu sehen, die ein Absetzen von Geschiebe unmittelbar unterhalb des Wehrrückens verhindert, andererseits ist die sich schnell einstellende gleichmässige Geschwindigkeitsverteilung über die gesamte Wassertiefe zu erkennen. Im Modell 1 : 75 wurde die Leistungskurve für das Einlaufwehr mit der neuen Wehrkronenausbildung überprüft. Die grössten Veränderungen ergaben sich im MW-Bett, wo gegenüber $Q = 565 \text{ m}^3/\text{s}$ jetzt $Q = 750 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zur Vorlandwehrkronenhöhe + 11,8 m zum Abfluss kamen. Die HHW-Höhe verminderte sich von + 13,50 m auf + 13,30 m. Die Abb. 87 zeigt die Wehrleistungskurve für das Einlaufwehr.

Die Geschwindigkeitsverteilung im OW wurde in zwei Profilen - 200 m und 5 m oberhalb des Wehres - gemessen. Die Abb. 88 zeigt die Geschwindigkeitsverteilung in beiden Profilen für verschiedene Abflüsse.

Die Auswertung für das Profil 200 m oberhalb des Wehres und für den Abfluss $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ ergab folgende Verteilung:

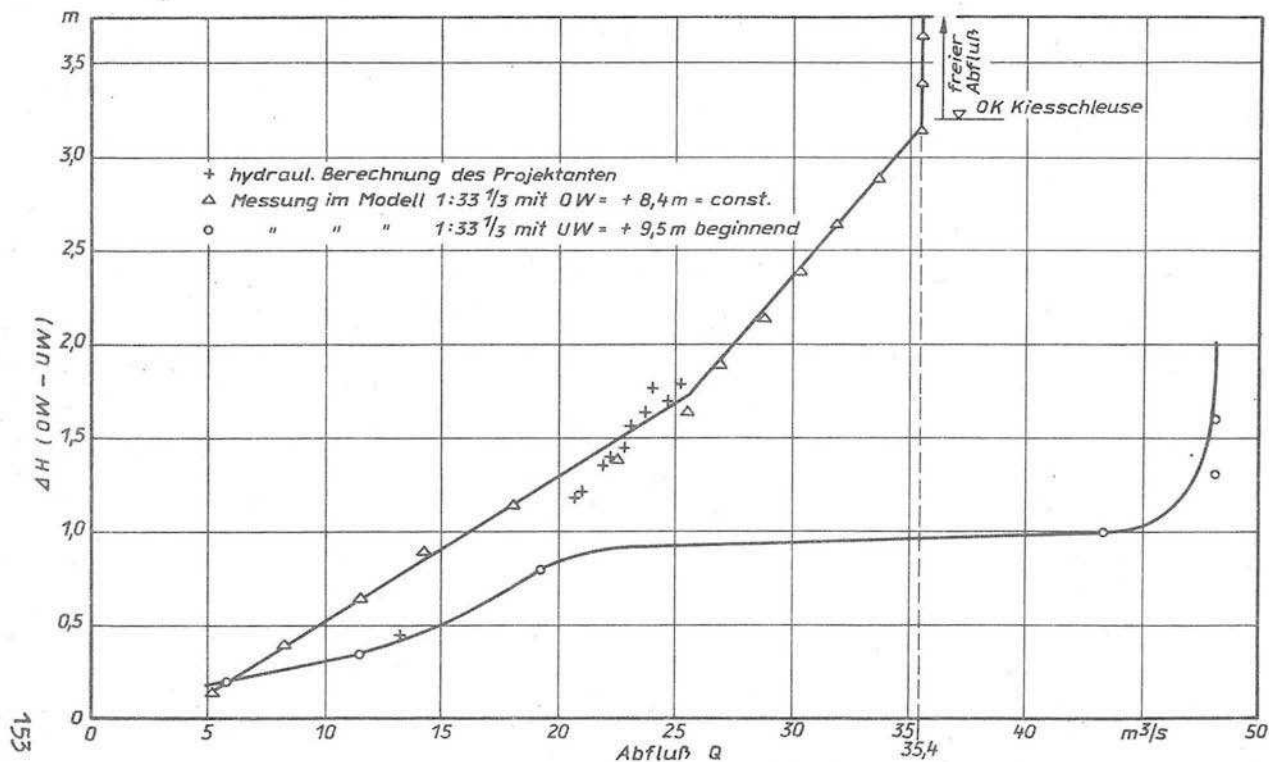


Abb. 85 Leistungskurven für 6 Geschiebeschleusen in Abhängigkeit von der Druckhöhe ΔH

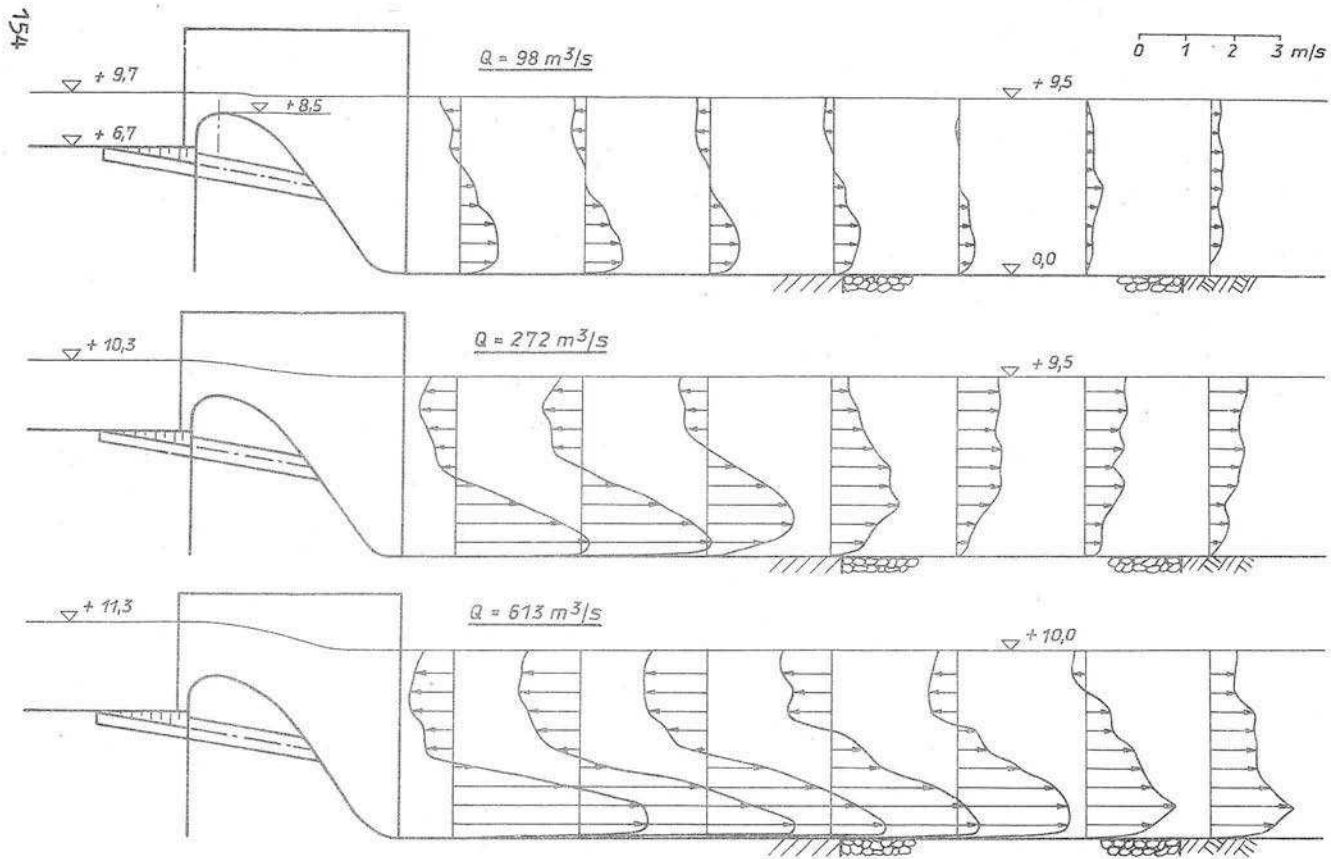


Abb. 86 Geschwindigkeiten im UW, Versuchsreihe I

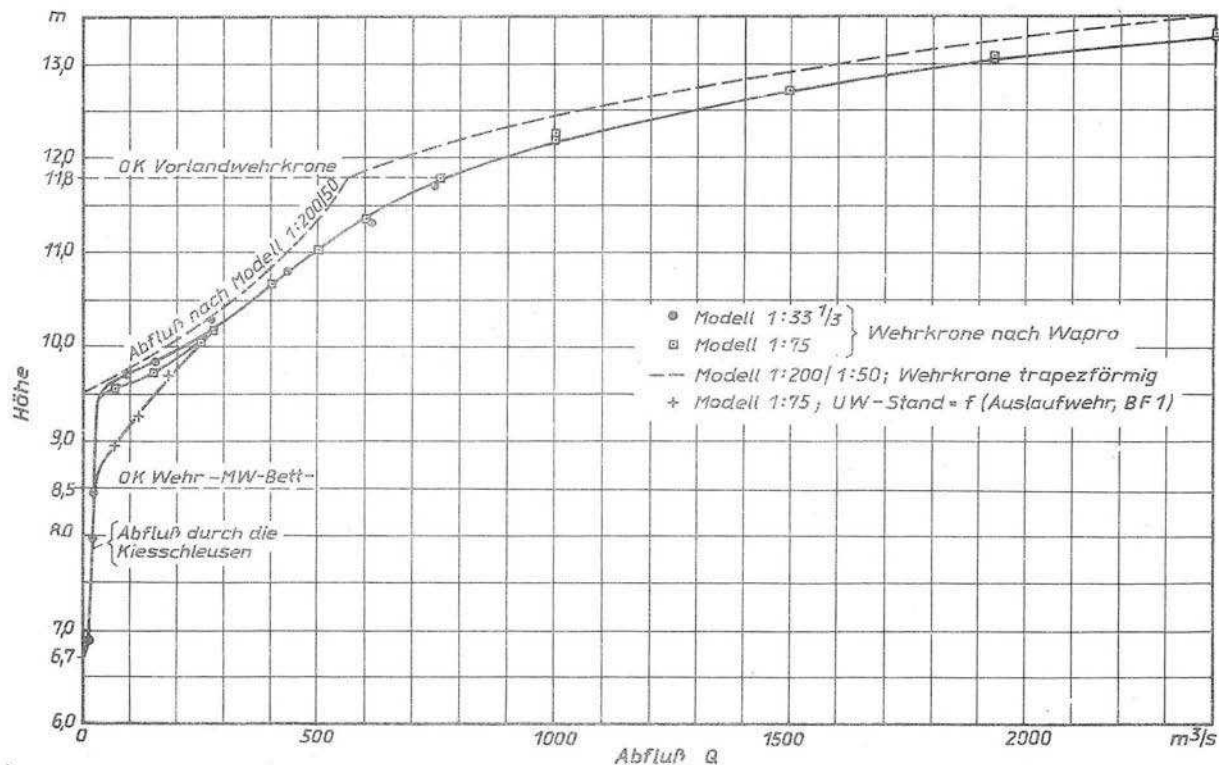


Abb. 87 Leistungskurve für das Einlaufwehr

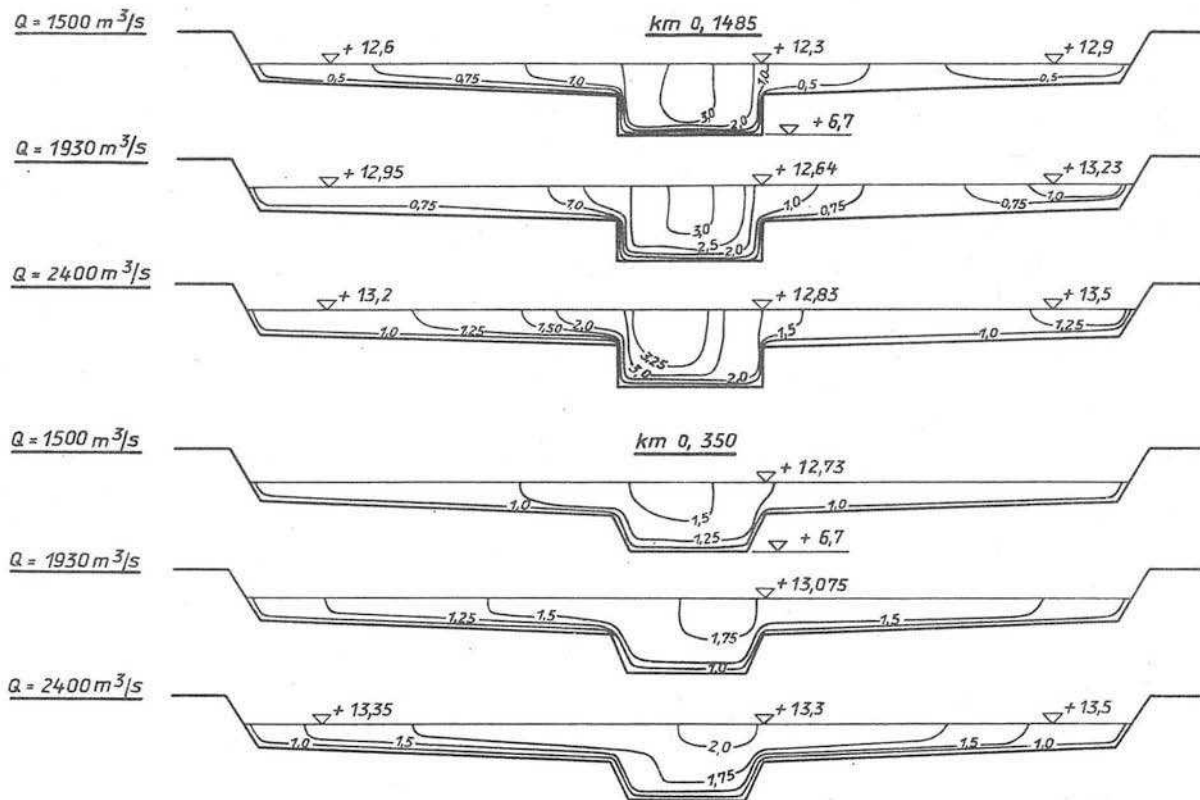
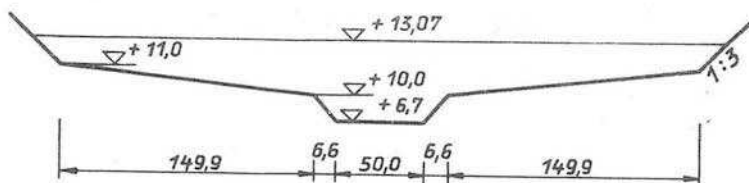


Abb. 88 Geschwindigkeitsverteilung im OW - Versuchsreihe I



Regelprofil im OW

Wasserspiegelhöhe: + 13,07 m

Vorlandfläche: 402,03 m²

Flussbettquerschnitt: 381,12 m²

Geschwindigkeit auf dem linken Vorland: $V_{m_L} = 1,38 \text{ m/s}$

Geschwindigkeit im Flussbett: $V_{m_F} = 1,67 \text{ m/s}$

Geschwindigkeit auf dem rechten Vorland: $V_{m_R} = 1,47 \text{ m/s}$

Abfluss auf dem linken Vorland:

$$Q_L = 1,38 \cdot 402,03 = 555 \text{ m}^3/\text{s}$$

Abfluss im Flussbett:

$$Q_F = 1,67 \cdot 381,12 = 636 \text{ m}^3/\text{s}$$

Abfluss auf dem rechten Vorland:

$$Q_R = 1,47 \cdot 402,03 = 591 \text{ m}^3/\text{s}$$

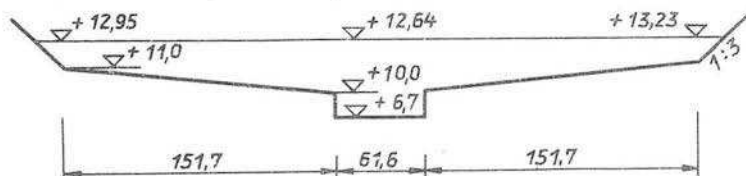
$$\Sigma Q = 1782 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta Q = - 148 \text{ m}^3/\text{s} \cong - 7,66 \%$$

=====

Das Ergebnis der Auswertung ist, dass die Geschwindigkeiten im Vergleich zu den Messungen im verzerrten Modell (siehe Seite 113) um etwa 15 % kleiner sind. Die Verteilung des Abflusses auf beide Vorländer und auf das Flussbett entspricht etwa dem Verhältnis, wie es auch im verzerrten Modell ermittelt wurde.

Für den Querschnitt 5 m oberhalb des Wehres wurde für
 $HHQ_{1954} = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt:



Regelprofil 5 m oberhalb des Wehres

Linkes Vorland: $V_{m_L} = 1,21 \text{ m/s} \rightarrow Q_L = 430 \text{ m}^3/\text{s}$

Flussbett: $V_{m_F} = 2,70 \text{ m/s} \rightarrow Q_F = 989 \text{ m}^3/\text{s}$

Rechtes Vorland: $V_{m_R} = 1,02 \text{ m/s} \rightarrow Q_R = 387 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\Sigma Q = 1806 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta Q = -124 \text{ m}^3/\text{s} \hat{=} -6,4\%$$

Die Abflussverhältnisse haben sich unmittelbar vor dem Wehr sehr ungünstig verändert.

Durch die tiefer liegenden Wehrschwellen im MW-Bett gehen rund 50 % des Abflusses über die drei Wehrfelder im MW-Bett. Die Geschwindigkeiten auf den Vorländern in Anströmungsrichtung werden dadurch verhältnismässig klein. Durch das Quergefälle der Vorländer und durch die Konzentration des Abflusses auf das MW-Bett entstehen Strömungsgeschwindigkeiten von den Vorländern zum MW-Bett, die an der Böschungskante des MW-Bettes etwa $V_{\max} = 3,0 \text{ m/s}$ erreichen.

Durch die vorgegebenen Randbedingungen (u. a. Grundwasserstand der Vorländer bei MW) war die vorliegende Lösung die günstigste, die gefunden werden konnte.

Die UW-Verhältnisse wurden im Modell 1 : 75 für die Abflüsse $Q = 62, 250, 500, 1000, 1500, 1930$ und $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ untersucht. Der Abfluss erfolgte konzentrisch in UW-Kanalachse mit örtlich sehr hohen Geschwindigkeiten. Im Böschungsbereich unterhalb des Wehres bildeten sich Randwalzen, die sich bis 200 m unterhalb des Wehres ausdehnten.

Eine Zusammenstellung der maximalen Geschwindigkeiten im UW-Kanal und auf den Vorländern im UW zeigt Tabelle 1.

Profil	UW-Kanal		Vorland + 9,0 m	
	$Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$
km	m/s	m/s	m/s	m/s
0,1033	4,2	3,3	1,1	1,6
0,0933	3,9	3,2	1,2	1,5
0,0783	2,8	2,7	1,1	1,4
0,0000	2,2	1,5	0,7	1,0
-0,1000	1,9	1,8	-	-

Tabelle 1

Wie aus der Tabelle ersichtlich, steigen die Geschwindigkeiten auf dem Vorland mit steigendem Abfluss, während im UW-Kanal die Geschwindigkeiten abnehmen. Mit steigendem Abfluss ($Q > 1930 \text{ m}^3/\text{s}$) übernehmen die Vorlandüberfälle einen höheren Anteil des Abflusses, so dass der Abfluss im MW-Bett bzw. im UW-Kanal entlastet wird.

Wie schon erwähnt, liegt der Überfallstrahl an den Wehrrücken gut an, so dass die Grösstgeschwindigkeiten in Sohlnähe liegen (vergl. Abb. 86). Durch die grossen Geschwindigkeiten ergaben sich unterhalb des Sturzbettes erhebliche Auskolkungen. Die Abb. 83 zeigt die Kolkbank von UW, während die Abb. 89 den Kolk von OW zeigt. Das Foto lässt deutlich die sehr regelmässige Ausbildung nach einer Versuchszeit von 5 Stunden erkennen. Die Kolkbildung begann bei einem Abfluss von $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Steinschüttung unterhalb des Sturzbettes bestand aus Korndurchmesser $d_{\text{Modell}} = 7 - 10 \text{ mm}$. Die Kolkbildung setzte erst unterhalb dieser Steinschüttung ein.

Insgesamt konnten diese Ergebnisse von allen beteiligten Stellen schon als recht günstig eingeschätzt werden.

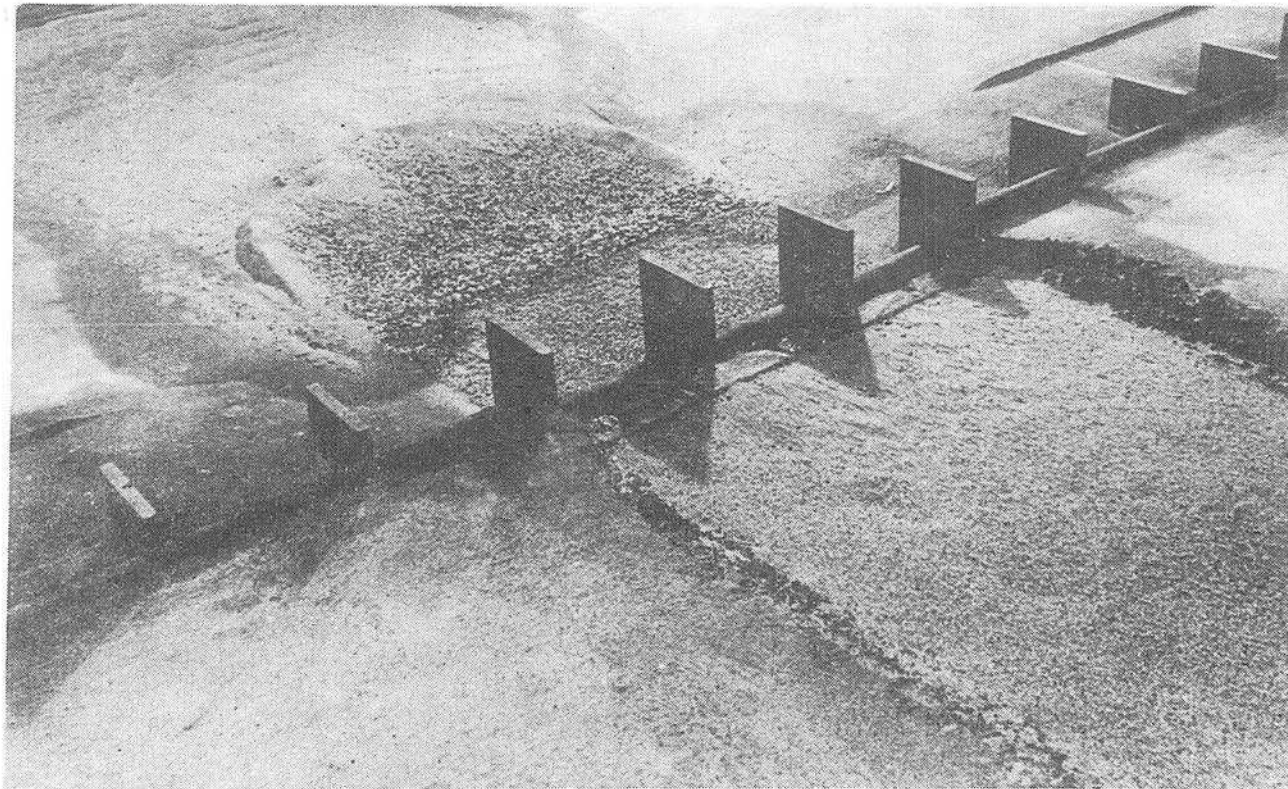


Abb. 89 Kolkbildung unterhalb des Sturzbettes - Versuchsreihe I -

2.2.3.2. Versuchsreihe II

Es wurde angeregt, die UW-Sohle von 0,0 m auf + 3,0 m anzuheben. Dadurch würden im Bereich der Einlauftrompete erhebliche Aushubmassen eingespart. Dieser Anregung wurde gefolgt und das Modell entsprechend umgebaut, wobei gleichzeitig die Tosbeckenlänge um 5,5 m verkürzt wurde.

Im Modell 1 : 33 1/3 wurde der Einfluss des jetzt eingetieften Tosbeckens auf die Geschiebewanderung untersucht. Auf die Leistung der Geschiebeschleusen hatte die Tosbeckeneintiefung keinen Einfluss. Der am Wehrrücken anliegende Strahl hat auch an der Tosbeckensohle so grosse Geschwindigkeit, dass das Geschiebe sich nicht ablagern kann. Lediglich an der Endschwelle, wo Ablösungen und Totwasserzonen auftreten, lagert sich bei fallenden Wasserständen etwas Geschiebe ab. Die Abb. 90 zeigt die Wehrschwelle mit Geschiebeschleuse von OW. Die Abbildung lässt gut den Einzugsbereich der Geschiebeschleusen erkennen. Durch die Endschwelle wird das Geschiebe gleichmässig über die Breite der UW-Sohle verteilt. Die gemessenen Geschwindigkeiten im Tosbecken und im UW ergaben ein sehr günstiges Bild. Die Abb. 91 zeigt, dass die Endschwelle erheblich zur Energieumwandlung beiträgt, so dass die Geschwindigkeiten über der UW-Sohle wesentlich kleiner sind gegenüber den Geschwindigkeiten auf Abb. 86, wo die Wassertiefe 3 m grösser war.

Durch die höhere UW-Sohle beginnt die Böschung 1 : 10 zum Restloch bei km -0,070. Die Sohlenbreite an der Tosbeckenendschwelle vergrösserte sich um insgesamt 30 m (3,0 - 0,0 = 3,0 m; Böschung 1 : 5). Die Ergebnisse der durchgeführten Geschwindigkeitsmessungen wurden in Tabelle 2 zusammengestellt.

Profil	UW-Kanal		Vorland + 9,0 m	
	Q = 1930 m ³ /s	Q = 2400 m ³ /s	Q = 1930 m ³ /s	Q = 2400 m ³ /s
km	m/s	m/s	m/s	m/s
0,1033	3,9	3,3	1,5	1,95
0,0933	3,2	3,6	1,5	1,95
0,0783	2,6	3,0	1,2	1,60
0,0000	2,7	2,5	1,0	1,30
-0,0700	2,0	2,0	-	-

Tabelle 2

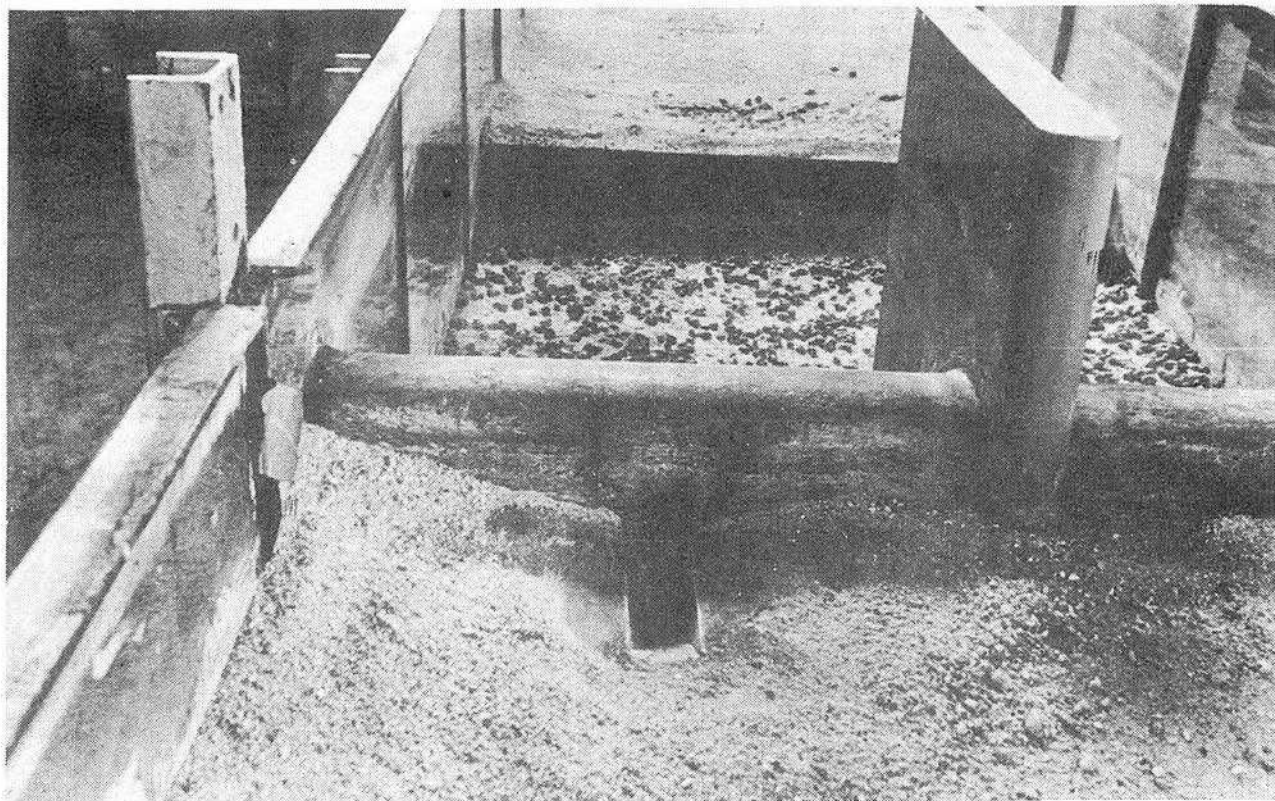
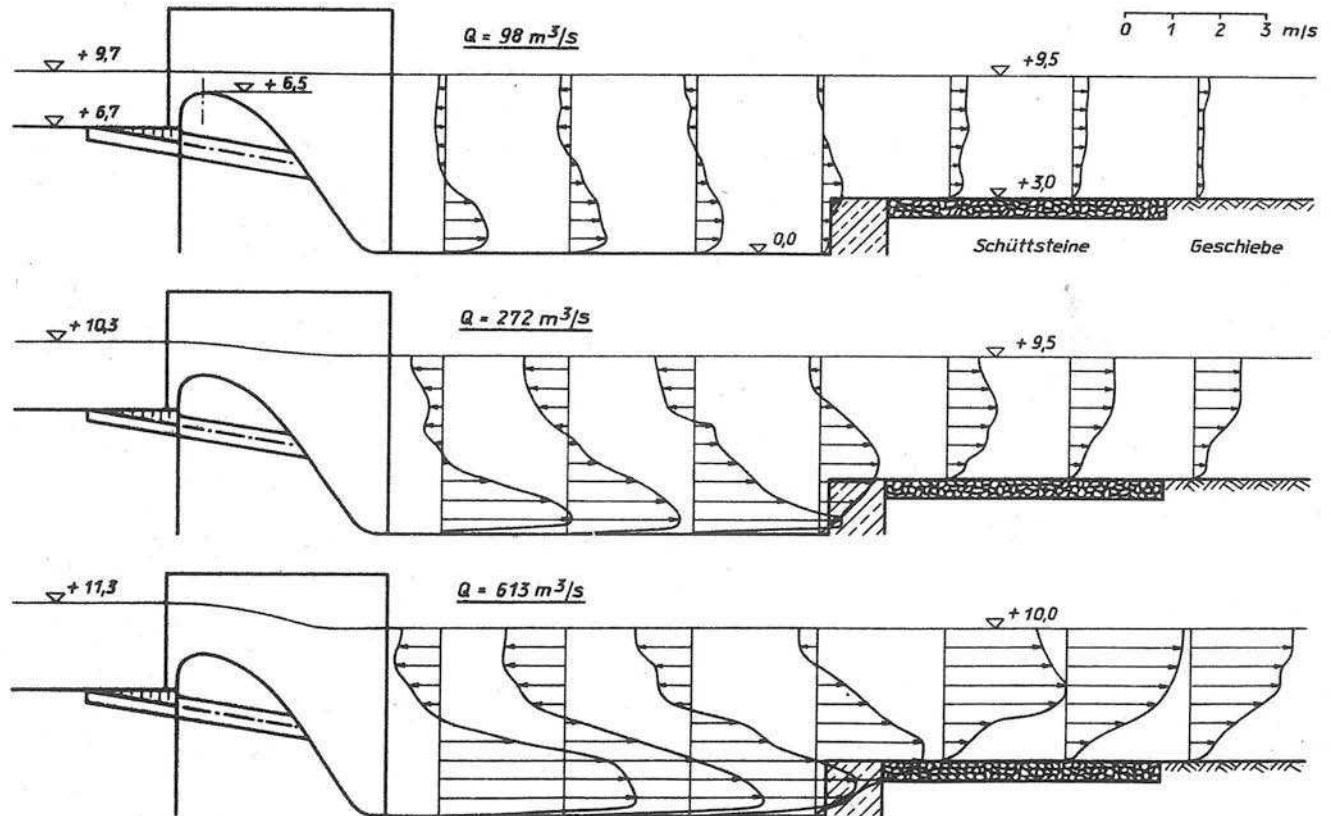


Abb. 90 Wehrschwelle mit Geschiebeschleuse - Versuchsreihe II -
Modell 1 : 33 1/3



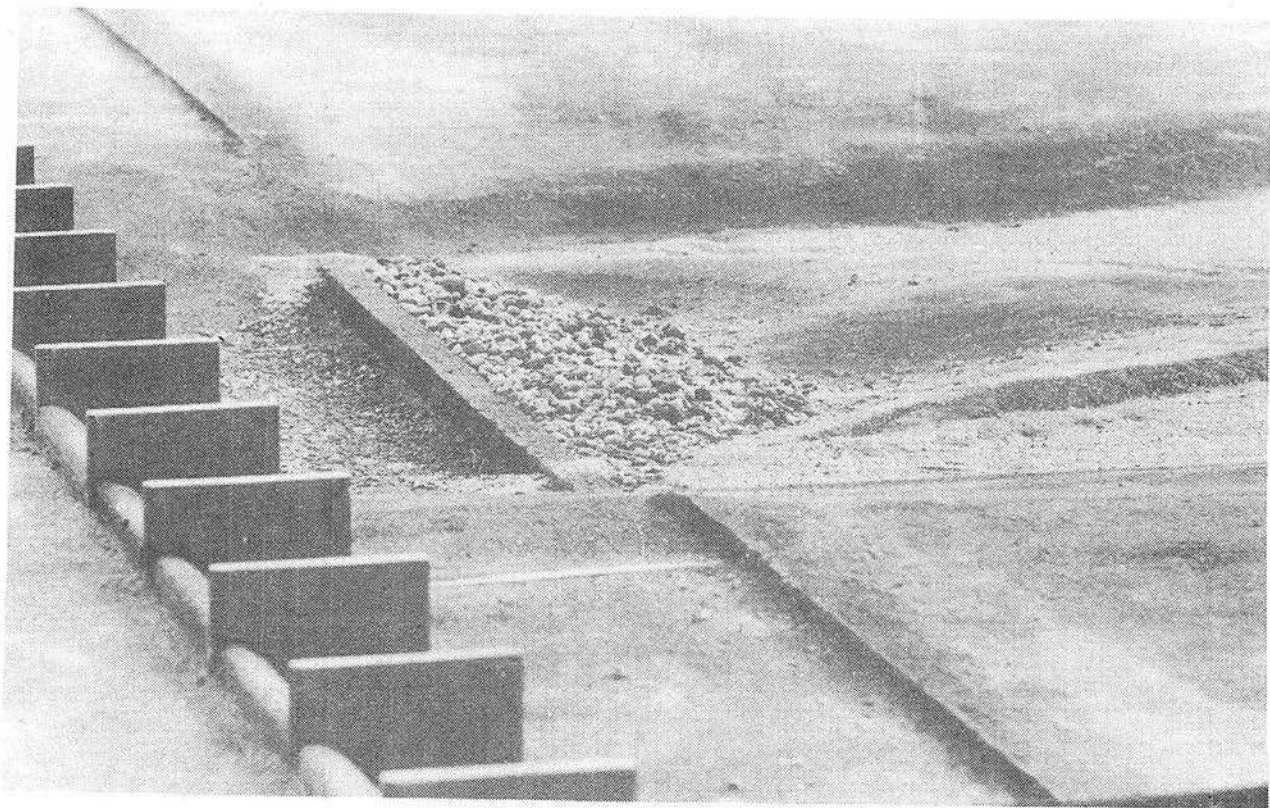


Abb. 92 Kolkbildung unterhalb des Tosbeckens - Versuchsreihe II -
Modell 1 : 75

Vergleicht man die Werte der Tabellen 1 und 2, so kann man feststellen, dass die Höherlegung der Sohle um 3,0 m keine nachteiligen Folgen für die Flussbettbeanspruchung hat.

Die Kolkbildung unterhalb des Tosbeckens wurde, ebenfalls nach 5-stündiger Versuchsdauer, registriert. Hier machte sich die Sohlenverbreiterung sehr günstig bemerkbar, da die seitliche Begrenzung des Kolkes nicht mehr den Fuss der 1 : 5 geneigten Böschung erreicht. Die Abb. 92 zeigt die anschliessend an die Endschwelle eingebaute Steinschüttung ($d_{\text{Modell}} = 7 - 10 \text{ mm}$) und den daran anschliessenden Kolk.

Die erzielten Ergebnisse entsprachen den Anforderungen.

2.2.3.3. Versuchsreihe III

Aus betriebstechnischen Überlegungen ergab sich jedoch noch eine andere Frage. Wie werden sich die Verhältnisse auf der Vorlandfläche + 9,0 m im Unterwasser entwickeln, wenn der Normalstau auf + 9,5 m liegt? Es war zu vermuten, dass diese Flächen in relativ kurzer Zeit zuwachsen und den Abflussquerschnitt verringern.

Es wurde vorgeschlagen, dieses Gelände auf + 10,0 m, also 0,5 m über Normalstau, zu legen und dadurch Voraussetzungen für eine regelmässige Pflege des Geländes zu schaffen.

Hydraulisch war diese Lösung als sehr ungünstig zu bezeichnen, wie ja schon bei der Untersuchung des Gesamtmodells (s. Seite 133) festgestellt wurde.

Die in der Tabelle 3 zusammengestellten Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen bestätigten die Versuchsergebnisse aus dem Gesamtmodell.

Profil	UW-Kanal		Vorland + 10 m	
	Q = 1930 m ³ /s	Q = 2400 m ³ /s	Q = 1930 m ³ /s	Q = 2400 m ³ /s
km	m/s	m/s	m/s	m/s
0,1033	3,4	3,8	2,5	3,5
0,0933	2,2	3,1	2,4	3,4
0,0783	2,2	2,9	2,2	2,7
0,0000	2,5	2,9	0	0
-0,0700	2,1	2,2	-	-
-0,1000	1,6	1,7	-	-
-0,1760	1,3	1,4	-	-

Tabelle 3

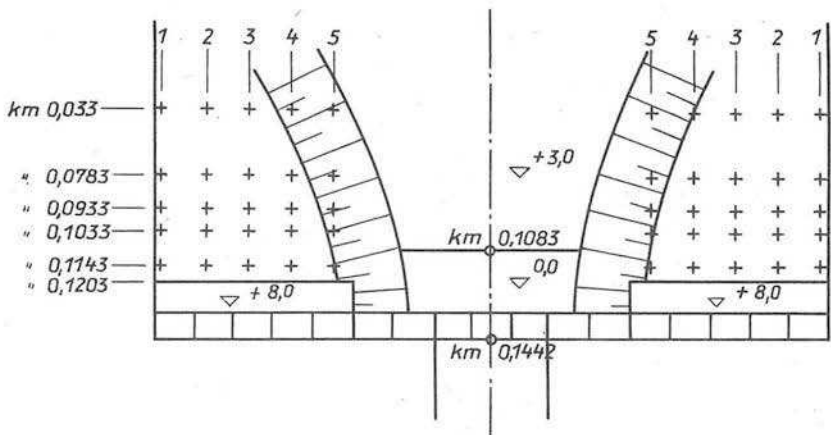
Die Messungen wurden bis in den Bereich der Böschung 1 : 10 zum Tagebaurestloch durchgeführt, um Anhaltspunkte über evtl. Ablagerungszonen für das Geschiebe zu erhalten. Gegenüber den Werten in Tabelle 2 traten im Bereich des UW-Kanals nur unwesentliche Veränderungen auf, auf den Vorländern erhöhten sich die Geschwindigkeiten jedoch erheblich, so wie es befürchtet bzw. auf Grund der Ergebnisse vom Gesamtmodell erwartet wurde.

Eine Umgestaltung der Tosbecken auf den beiden Vorländern entsprechend Abb. 93 ergab die in Tabelle 4 zusammengestellten Werte.

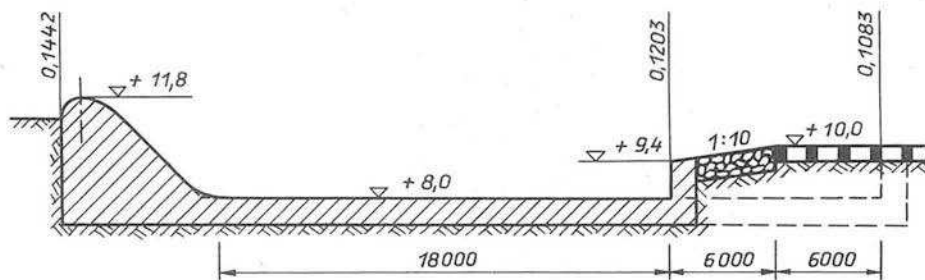
Die gemessenen Werte zeigen, dass die grösste Belastung bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ etwa zwischen den Profilen km 0,1143 und km 0,0993 und bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ zwischen den Profilen km 0,1143 und km 0,0783 auftritt. Zwischen den Abflüssen $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ (höchster bekannter Abfluss) und $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ (höchster möglicher Abfluss) ist ein erheblicher Unterschied in den gemessenen Geschwindigkeiten festzustellen. Es zeigt sich ein deutlicher Abfall der Geschwindigkeiten bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$, wie er auch schon in Tabelle 3 ausgewiesen ist. Die in Abb. 93 im Längsschnitt angedeutete Befestigung mit Betonzellenplatten muss mindestens bis km 0,100, d. h. bis ca. 20 m unterhalb der Tosbeckenendschwelle, reichen. Damit ist der gefährdete Bereich für $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ gesichert. Die Abb. 94 zeigt die Kolkbildung im UW-Kanal und auf dem unbefestigten Vorland. Es ist gut die Strömungsrichtung zu erkennen.

Die Untersuchungen für die Kolsicherung im UW-Kanal wurden mit der Abflussganglinie analog der für das Auslaufwehr (s. S. 73) weitergeführt, um die Veränderungen unter einer vergleichbaren Abflussbelastung zu ermitteln. Es wurden die Abflüsse mit $Q \geq 120 \text{ m}^3/\text{s}$ entsprechend der Abflussganglinie zum Ablauf gebracht.

Die Untersuchungen wurden mit Steinschüttungen $d_{\text{Modell}} = 7 - 10 \text{ mm}$ und $d_{\text{Modell}} = 5 - 7 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Sohle wurde jeweils nach Ablauf von 2 Versuchsjahren aufgemessen. Die Abb. 95 zeigt die Ergebnisse dieser Versuche. Aus der Abbildung ist ersichtlich, dass die Steinschüttung mit $d_{\text{Modell}} = 7 - 10 \text{ mm}$ von der Strömung nicht angegriffen wurde. Auf dem letzten Drittel rutschte sie aber in den sich unterhalb der Steinschüttung bildenden Kolk ab.



Lage der Meßpunkte auf dem Vorland im UW



Längsschnitt durch das verkürzte Vorlandtosbecken

Abb. 93 Tosbeckengestaltung auf dem Vorland

Tabelle 4

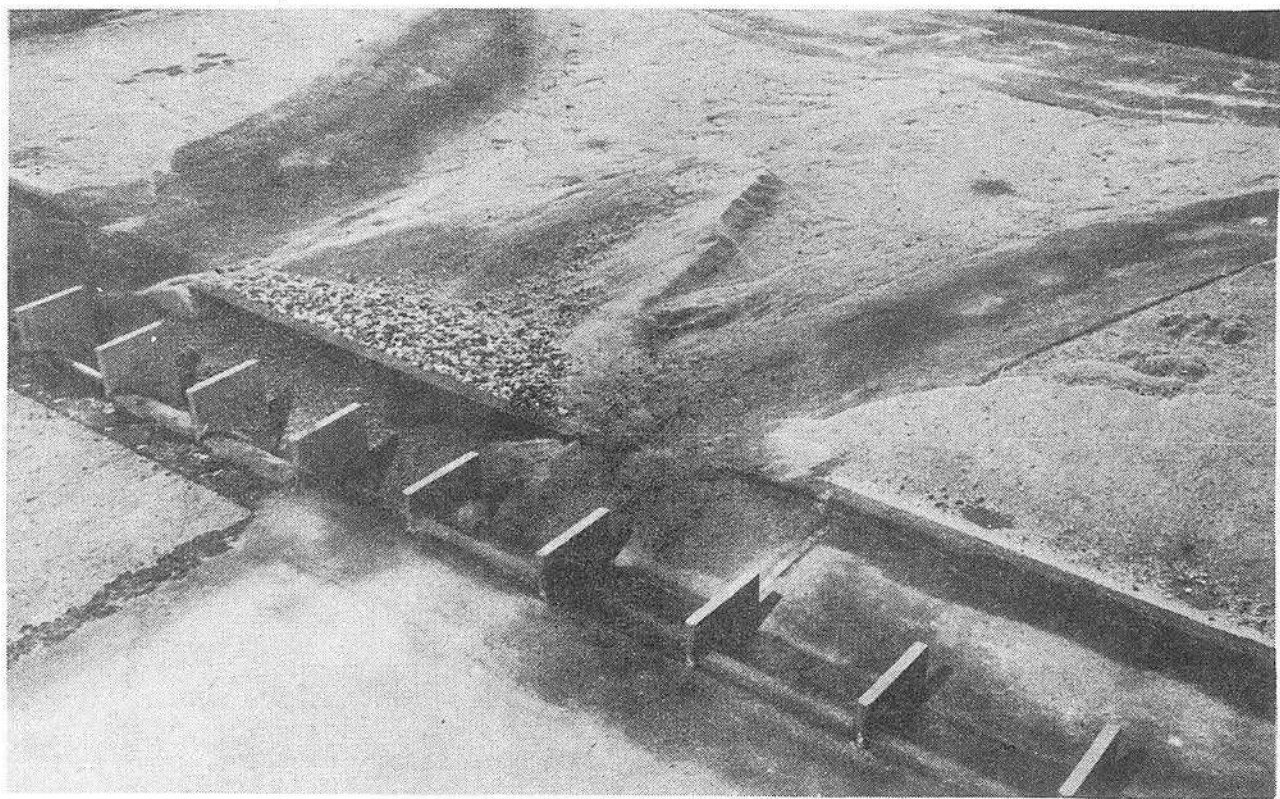


Abb. 94 Kolkbildung - Versuchsreihe III -

Der Versuch mit dem Kornmaterial $d_{\text{Modell}} = 5 - 7 \text{ mm}$ ergab ein völlig anderes Bild. Die Korngrößen widerstanden nicht dem Strömungsangriff und es bildete sich unmittelbar hinter der massiven Endschwelle ein Kolk von etwa $0,75 \text{ m}$ Tiefe. Der Hauptkolk setzte fast am Ende der Steinschüttung an, wobei auch hier ein Teil des Schüttmaterials abrutschte. Dieser Kolk verlief wesentlich flacher als der Kolk unterhalb der gröberen Steinschüttung. Interessant ist, dass sich auch hier, anschliessend an die massive Endschwelle, die Kolkneigung mit etwa $1 : 3$ einstellte. Die Abb. 96 und 97 zeigen die Unterschiede in der Kolkausbildung sehr deutlich.

Nach diesen Versuchen wurde ein künstlicher Kolk ähnlich wie für das Auslaufwehr eingebaut. Die Steinschüttung unterhalb der Endschwelle wurde mit der Neigung $1 : 3$ auf $+ 2,0 \text{ m}$ angeordnet und bis $- 1,5 \text{ m} = \text{U.K. Tosbeckensohle}$ heruntergeführt. Die Sohlenhöhe des künstlichen Kolkes wurde auf $0,0 \text{ m} = \text{O.K. Tosbeckensohle}$ gelegt. Der Anstieg zur Flussbettsohle $+ 3,0 \text{ m}$ erfolgte in der Steigung $1 : 10$. Nach Ablauf eines Versuchsjahres wurden die Veränderungen am künstlichen Kolk aufgemessen. An der Endschwelle hatte sich auf der $1 : 3$ geneigten Steinschüttung mit $d_{\text{Modell}} = 5 - 7 \text{ mm}$ eine Geschiebeschicht abgelagert, während sich flussabwärts der Kolk verlängert hatte. Die zusätzliche Eintiefung unter der Kolksohle betrug $0,7 \text{ m}$.

Nach Ablauf des 2. Versuchsjahres hatte sich das Bild nur unwesentlich verändert. Auf der einen Seite ging der Prozess der Geschiebeauflandung auf der Steinschüttung weiter, auf der anderen Seite flachte sich der Kolkanstieg weiter ab. Die Kolkverlängerung erfolgte hauptsächlich in Kanalachse, also im Bereich der grössten Geschwindigkeiten.

Die Abb. 98 zeigt die Anordnung des künstlichen Kolkes sowie die Veränderungen nach dem 1. und 2. Versuchsjahr. Die Abb. 99 und 100 zeigen den künstlichen Kolk nach dem 1. und dem 2. Versuchsjahr.

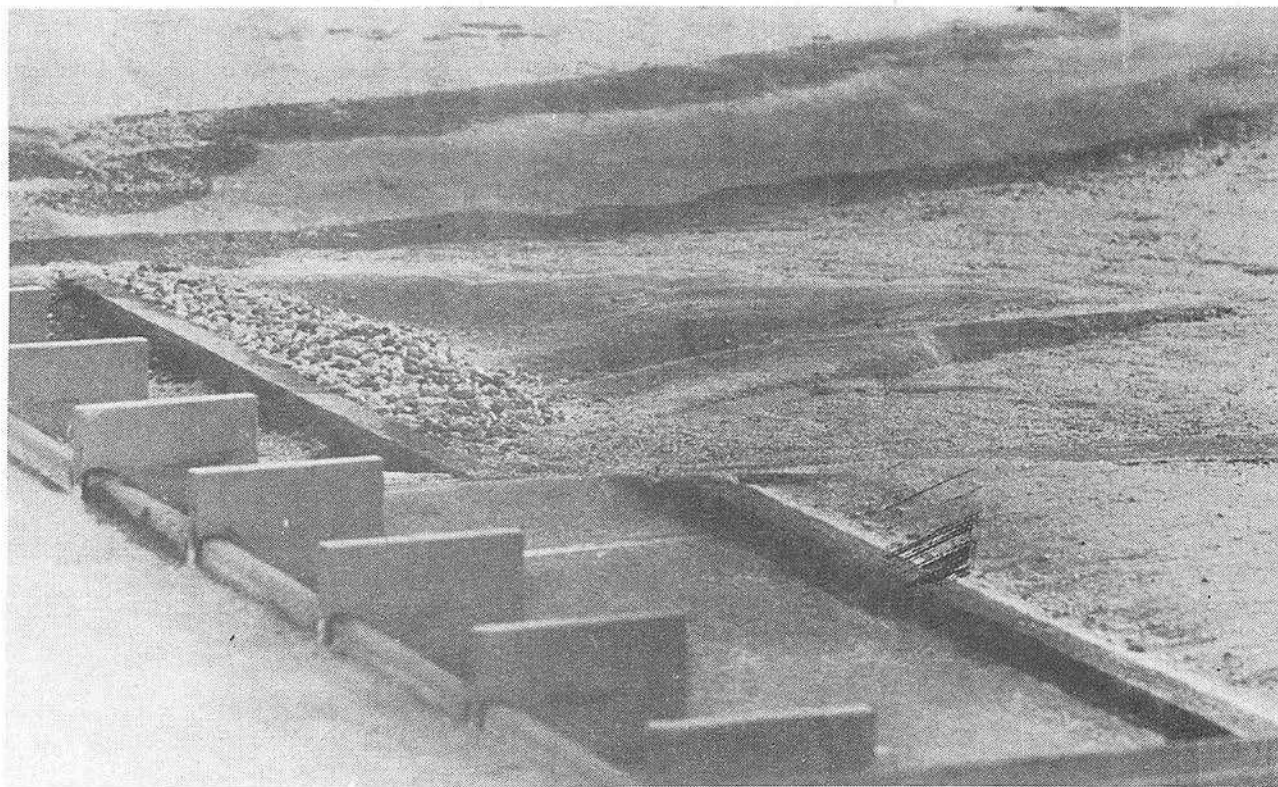


Abb. 96 Kolkbildung bei Steinschüttung mit $d_{\text{Modell}} = 7 - 10 \text{ mm}$

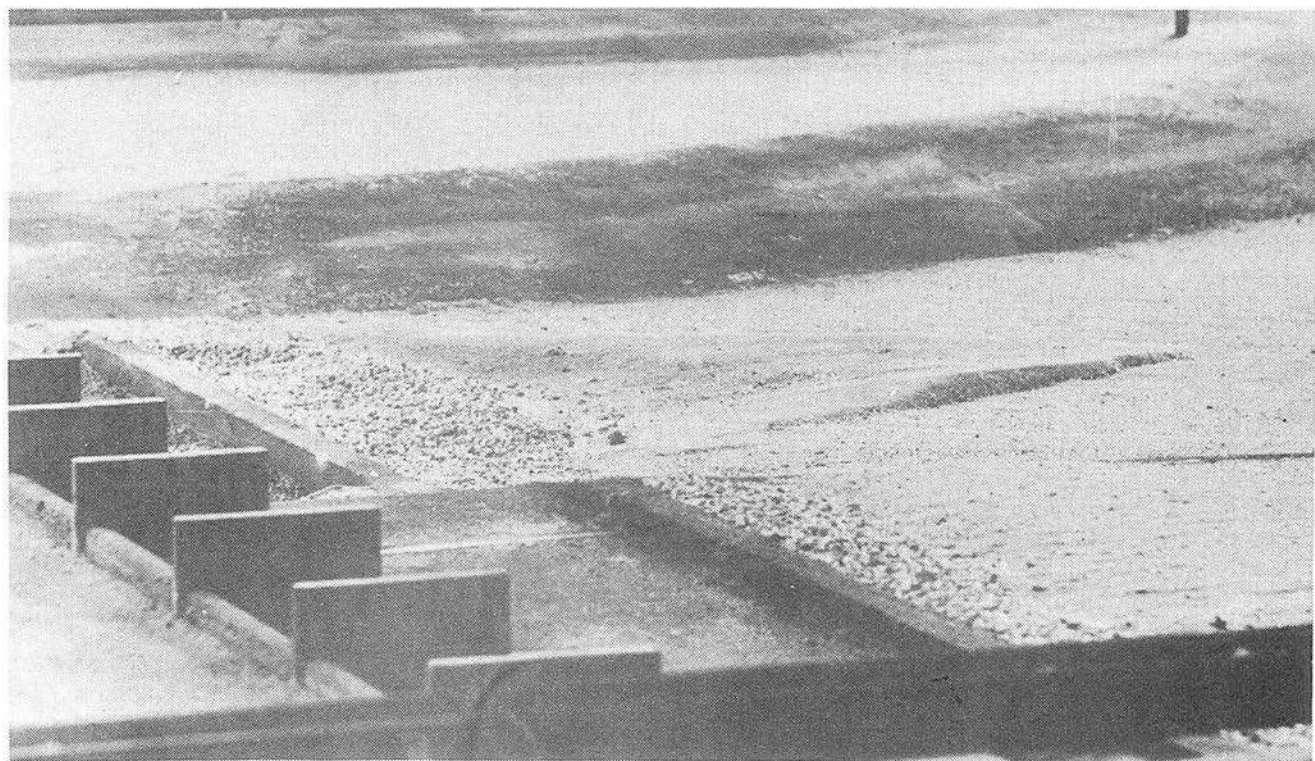


Abb. 97 Kolkbildung bei Steinschüttung mit $d_{\text{Modell}} = 5 - 7 \text{ mm}$

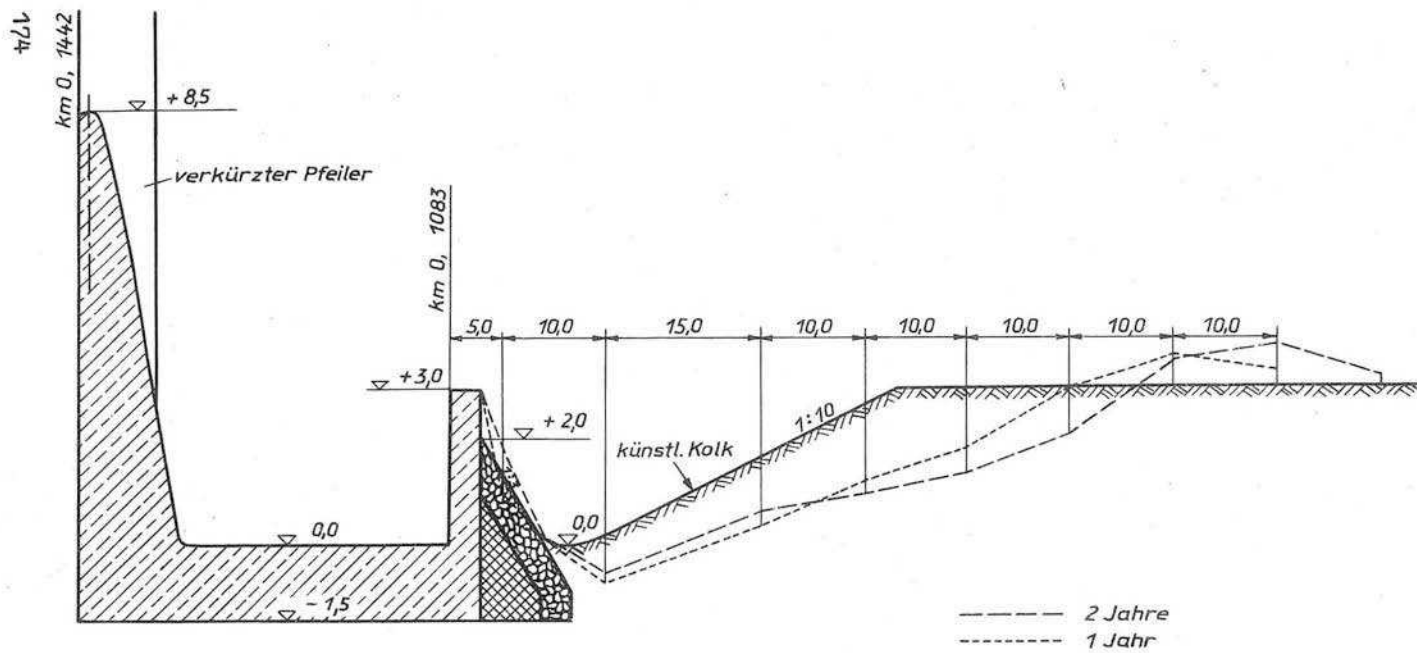


Abb. 98 Sohlenumbildung bei einem künstlichen Kolk



Abb. 99 Künstlicher Kolk nach dem 1. Versuchsjahr

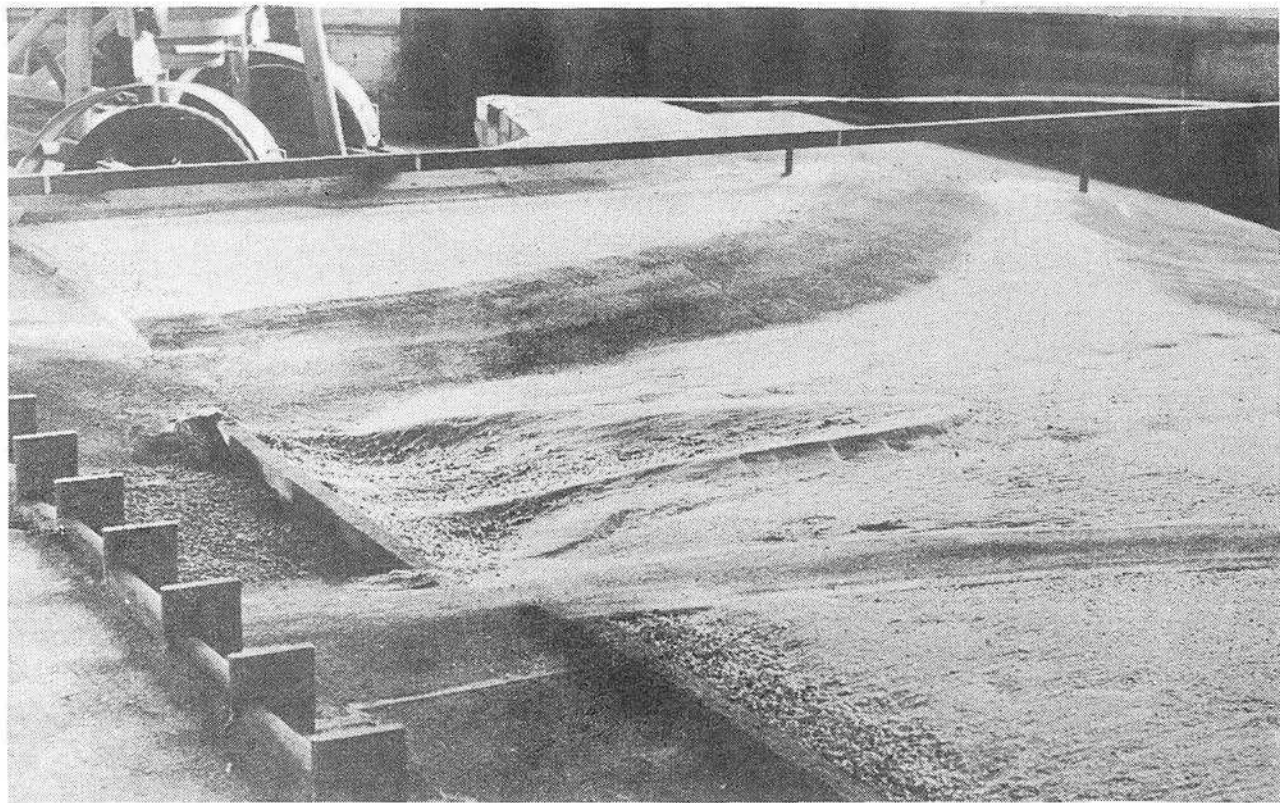


Abb. 100 Künstlicher Kolk nach dem 2. Versuchsjahr

2.2.4. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

2.2.4.1. Wehrleistung

Durch die Abrundung der Wehrkronen und durch den Einbau der Geschiebeschleusen stieg die Abflussleistung des Einlaufwehres. Bis zur Höhe + 11,8 m geht der Abfluss über die drei Wehrfelder im MW-Bett. Gegenüber dem im Gesamtmodell (mit der ursprünglichen Wehrkronenform) ermittelten Abfluss von $Q = 565 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöhte sich der Abfluss auf $Q = 750 \text{ m}^3/\text{s}$ (einschliesslich Geschiebeschleusen). Für den untersuchten maximalen Abfluss von $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ stellte sich der OW-Stand 200 m oberhalb des Wehres auf + 13,30 m, d. h. 0,2 m niedriger als im Gesamtmodell, ein. Eine nachteilige Beeinflussung der Verhältnisse ergab sich dadurch nicht.

2.2.4.2. Verhältnisse im OW

Die Strömungsverhältnisse im OW entsprachen denen im Modell 1 : 200 / 1 : 50 (Gesamtmodell) ermittelten bzw. beobachteten. Der Vergleich der Geschwindigkeitsmessungen ergab eine gute Übereinstimmung, wobei die Ergebnisse im unverzerrten Modell günstiger sind als im verzerrten Modell, d. h. die gemessenen Geschwindigkeiten im verzerrten Modell waren höher, lagen also auf der "sicheren Seite". Die maximalen Geschwindigkeiten auf den Vorländern lagen für $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ bei $V_{\text{max}} = 1,86 \text{ m/s}$ und $V_m = 1,70 \text{ m/s}$. Eine zusätzliche Befestigung für die Vorländer war nicht erforderlich.

2.2.4.3. Geschiebeschleusen

Die Untersuchungen im Modell 1 : 33 1/3 sowie die Beobachtungen im Modell 1 : 75 ergaben, dass die Geschiebeschleusen in der projektierten Form voll wirksam sind und dass das ankommende Geschiebe einwandfrei in das U. W. weitergeleitet wird. Die hydraulische Leistungsfähigkeit liegt in der vom Projektanten ermittelten Grössenordnung.

2.2.4.4. Verhältnisse im UW

Die UW-Sohle wurde von 0,0 m auf + 3,0 m angehoben und ein eingetieftes Tosbecken mit 3,0 m hoher Endschwelle angeordnet.

Unterhalb des Tosbeckens wurde ein künstlicher Kolk vorgesehen. Die Vorland-Tosbecken konnten um 12,0 m verkürzt werden. Die Vorländer im UW wurden von +9,0 m auf +10,0 m erhöht. Diese Massnahmen ergeben zusammen einen grossen volkswirtschaftlichen Nutzen, wobei die Sicherheit und Funktionstüchtigkeit in keiner Weise beeinträchtigt werden. Sie konnten aber nur durch die Modelluntersuchungen erarbeitet werden.

Der Abfluss im UW-Kanal ist im wesentlichen auf die Breite der drei Wehrfelder im MW-Bett konzentriert, so dass in diesem Bereich auf etwa 60 m Breite die grössten Geschwindigkeiten auftreten. Die Grösstwerte sind in der Tabelle 3 zusammengestellt. Im Bereich der Böschungen 1 : 5 treten nur kleine Geschwindigkeiten bis zu $V = 0,5 \text{ m/s}$ auf.

Die Geschwindigkeiten auf den Vorländern haben sich auf Grund der geringeren Wassertiefe erhöht. Durch die Verkürzung der Tosbeckenlänge und dem anschliessenden Übergang mit der Steigung 1 : 10, der durch die Schüttsteine sehr rauh ist, ergaben sich aber doch noch relativ günstige Verhältnisse, wie aus Tabelle 4 entnommen werden kann.

Im UW-Kanal wurde der künstliche Kolk mit Korngrössen $d_{\text{Modell}} = 5 - 7 \text{ mm}$ befestigt. Nach dem Versuch wurde keine Veränderung bemerkt. Die Untersuchungen mit Sohlensicherung ohne künstlichen Kolk (Abb. 95) wurden mit $d_{\text{Modell}} = 5 - 7$ und $7 - 10 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Versuche zeigten, dass die Körnung $d_{\text{Modell}} = 7 - 10 \text{ mm}$ keine Bewegung, die Körnung $5 - 7 \text{ mm}$ geringe Bewegung ergaben. Die Grenze zwischen Ruhe und Bewegung liegt danach also bei $d_{\text{Modell}} = 7 \text{ mm}$.

Im Modell 1 : 33 $\frac{1}{3}$ hielt die Korngrösse $5 - 7 \text{ mm}$ der Belastung ($V \approx 3,5 \text{ m/s}$ Natur) nicht stand, bei $d_{\text{Modell}} = 15 \text{ mm}$ zeigte sich dagegen keine Bewegung.

Auf Seite 97 wurde schon gesagt, dass die geometrische Umrechnung der Korngrössen nicht ohne weiteres möglich ist. Da hier aber Ergebnisse aus Versuchen mit verschiedenen Modellmaßstäben und drei Korngrössengruppen vorlagen, konnte eine vergleichende Betrachtung durchgeführt werden.

Eine geometrische Umrechnung der Korngrößen auf die Natur ergibt:

$d = 15 \text{ mm}$	$\cdot 33 \frac{1}{3} = D = 500 \text{ mm}$	keine Bewegung ⁺⁾
$d = 5 - 7 \text{ mm}$	$\cdot 33 \frac{1}{3} = D = 160 - 240 \text{ mm}$	nicht standfest ⁺⁾
$d = 7 - 10 \text{ mm}$	$\cdot 75 = D = 525 - 750 \text{ mm}$	keine Bewegung
$d = 5 - 7 \text{ mm}$	$\cdot 75 = D = 375 - 525 \text{ mm}$	geringe Bewegung

Aus der Umrechnung lässt sich entnehmen, dass die Korngrößen $d_{\text{Modell}} = 15 \text{ mm}$ im Modell 1 : 33 1/3 und $d_{\text{Modell}} = 7 - 10 \text{ mm}$ im Modell 1 : 75 die gleichen Ergebnisse lieferten, d. h. eine Sohlensicherung mit $D = 500 \text{ mm}$ wird sich nicht bewegen. Sie kann als starr und unelastisch angesprochen werden.

Die Korngrösse $d_{\text{Modell}} = 5 - 7 \text{ mm}$ im Modell 1 : 33 1/3 entspricht einem $D = 160 - 240 \text{ mm}$ und war nicht standfest.

Die gleiche Korngrösse im Modell 1 : 75 entsprach einem $D = 375 - 525 \text{ mm}$ und zeigte geringe Bewegung. Sie zeigte ein elastisches Verhalten und trägt damit wesentlich zu einer schnellen Energieumwandlung bei.

Die Steinschüttung zur Kollsicherung wird nicht direkt beansprucht, wie die Versuche zeigten (Abb. 98), so dass hierfür Korngrößen $D = 300 - 500 \text{ mm}$ vorgeschlagen wurden.

In der Gründungshöhe des Tosbeckens steht nach dem Baugrundgutachten Fein-Grobkies mit Korngrößen bis 63 mm an. Für dieses Material sind nach der Tabelle für die Grenzggeschwindigkeiten in /20/ bei $D = 50 \text{ mm}$ und $T = 5,0 \text{ m}$ noch $V_m = 3,05 \text{ m/s}$ zulässig, so dass mit einer weiteren Eintiefung des Kolkes nicht zu rechnen ist.

3. Teilvorhaben III - Restlochflutung -

3.1. Aufgabenstellung und theoretische Betrachtungen

Für die Flutung des Tagebaurestloches war vom Auftraggeber ein sehr kurz bemessener Zeitraum vorgegeben worden. Die Auffüllung des Restloches bis zur Höhe + 3,0 m soll innerhalb von 9 Monaten

⁺⁾ Belastung nur bis $Q = 750 \text{ m}^3/\text{s}$ im MW-Bett

abgeschlossen sein. Das zur Flutung erforderliche Bauwerk braucht dementsprechend ebenfalls nur eine Lebensdauer von 9 Monaten zu haben. In diesen 9 Monaten muss aber die Funktionstüchtigkeit und Sicherheit unter allen Umständen gewährleistet sein, da ein unkontrolliertes Einströmen des Wassers über die 1 : 10 bzw. 1 : 5 geneigte Endböschung zum Tagebau zu Böschungserosionen bzw. rückschreitender Erosion führen kann und den Bestand des Wehres gefährden würde.

Vom Auftraggeber wurden zwei Varianten vorgegeben:

Variante 1: Flutung mittels Schacht und Stollen.

Variante 2: Flutung mittels Freispiegelgerinne.

Von der Variante 2 versprach man sich erhebliche Kosteneinsparungen gegenüber der Variante 1. Das Freispiegelgerinne sollte eine grosse Breite (10 m) und dadurch sehr geringe Abflusstiefen haben ($Q_{\max} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$) und mit einem leichten Material (PVC-Folie o. ä.) ausgekleidet werden. Die Gerinneneigung im Bereich der Böschung war zunächst mit 1 : 10; später mit 1 : 5 vorgesehen.

Aus hydraulischer Sicht gab es bei dieser Lösung keine bemerkenswerten Schwierigkeiten. Die Schwierigkeiten lagen hier vielmehr in erdstatischen und Materialfestigkeitsproblemen, da die für die Auskleidung des Gerinnes erforderliche Folie erheblichen Belastungen ausgesetzt ist. Das von der FAS angebotene Versuchsprogramm konnte nur die hydraulischen Kennwerte liefern. Die Variante 2 wurde daher als noch nicht erprobt verworfen. Die Abb. 101 zeigt die Variante 2 im Modell 1 : 75. Es handelte sich hier um Vorversuche, wobei hauptsächlich die Zulaufbedingungen vom Wehr zum Zulaufgerinne untersucht wurden.

Die Variante 1 mit Schacht und Stollen wurde für die Ausführung bestimmt. Durch die Modellversuche sollten

- die Leistungsfähigkeit des Stollens und
- die erforderliche Flutungsdauer

ermittelt werden.

Die Abb. 102 und 103 zeigen das Modell mit Schacht und Stollen im MaBstab 1 : 17,5.

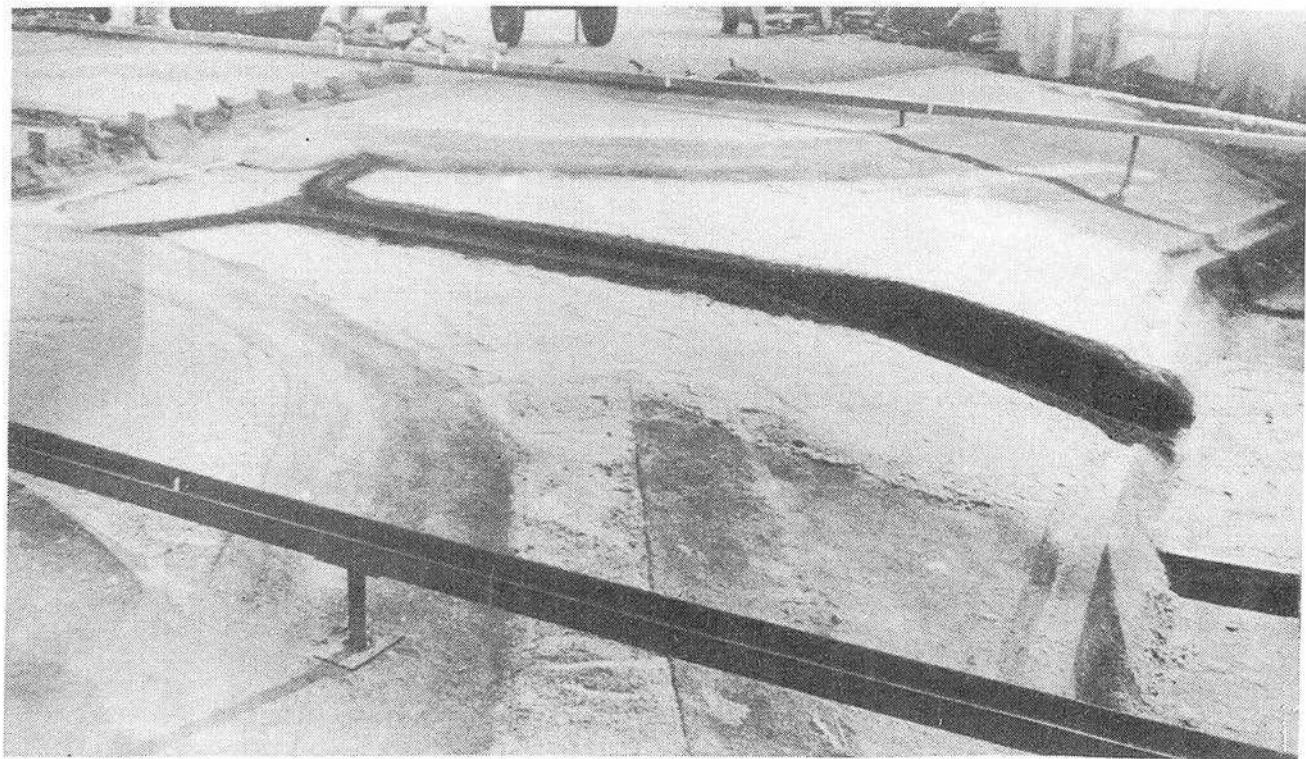


Abb. 101 Flutung des Restloches mittels Freispiegelgerinne
Böschungsneigung zum Restloch 1 : 5



Abb. 102 Flutung des Restloches mittels Schacht und Stollen
Ansicht von Schacht und Stollen

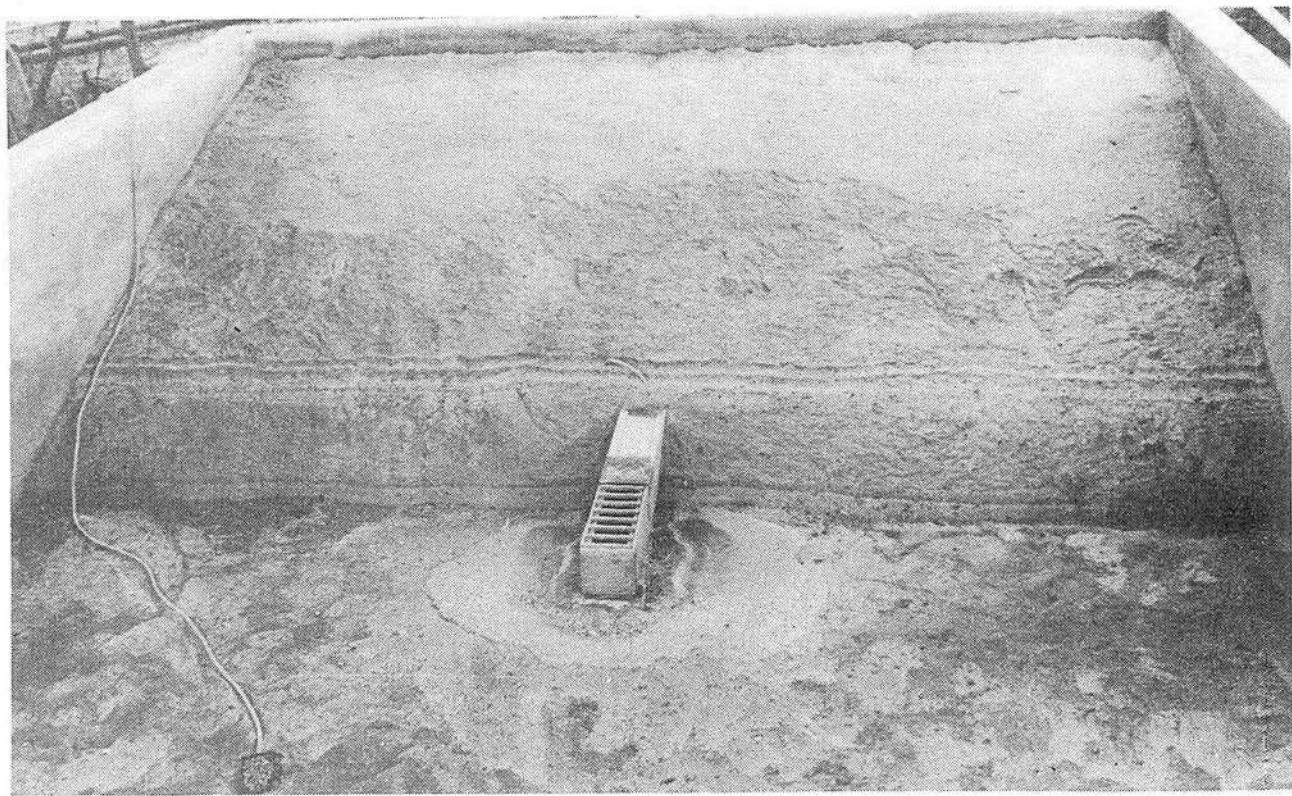


Abb. 103 Blick in das Becken mit Tagebauböschung und Stollenauslauf

Die nachfolgenden theoretischen Betrachtungen zu Variante 1

- Schacht und Stollen - sollen aufzeigen, mit welchen hydraulischen Problemen bei den Modellversuchen und bei der Grossausführung zu rechnen ist.

Die Abb. 104 veranschaulicht das hydraulische System der Flutungsanlage.

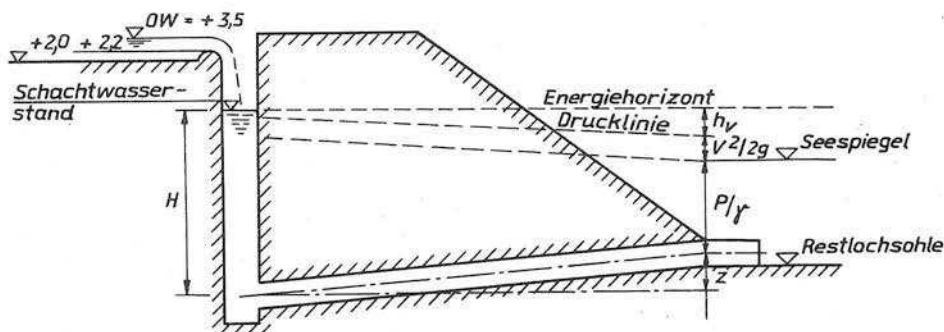


Abb. 104

Gemäss Abb. 104 lässt sich die Energiegleichung nach BERNOULLI schreiben:

$$H = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h_v = \text{const.} \quad (35)$$

Die Reibungsverlusthöhe h_v ergibt sich aus

$$h_v = \frac{v^2}{2g} (1 + \sum \xi) \quad (36)$$

Die maximale Flutungswassermenge soll $Q_{\text{max}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ sein. Der Stollenquerschnitt beträgt $F_{\text{St.}} = 6 \text{ m}^2$.

Damit wird $V = \frac{Q}{F} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ m/s}$ und

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{1,67^2}{2 \cdot 9,81} = \frac{2,79}{19,62} = 0,142 \text{ m}$$

Für den Stollen wird $\lambda = 0,02$ angenommen.

$$\zeta_{\text{St.}} = \lambda \cdot \frac{L}{R} = 0,02 \cdot \frac{138}{0,612} = 4,51$$

$$R_{\text{St.}} = \frac{F}{U} = \frac{6,0}{2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,4} = \frac{6,0}{9,8} = 0,612 \text{ m}$$

Für den Stolleneinlauf und für den Stollenauslauf hängen die ζ -Werte von der konstruktiven Gestaltung ab. Es wird jeweils ein ζ -Wert = 1 angenommen.

Damit ergibt sich

$$h_v = 0,142 (1 + 4,51 + 1 + 1) = 1,06 \text{ m}$$

Um ein gleichmässiges Ausspiegeln zwischen OW und Restloch zu erzielen, ist gegen Ende der Restlochflutung die Flutungswassermenge erheblich zu drosseln. Mit den obigen ζ -Werten und $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ergibt sich $h_v = 0,0032 \cdot 7,51 = 0,02 \text{ m}$.

Die Berechnung zeigt, dass die Stollenabmessungen ausreichend sind. Es muss jedoch auf die Luftaufnahme des in den Schacht herabstürzenden Wassers hingewiesen werden.

Bei Modellversuchen der FAS für einen HW-Umleitungsstollen /21/ wurde festgestellt, dass der herabschiessende Strahl in einem 60° geneigten Freispiegelstollen erhebliche Luftmengen mitreisst. Die Messungen für einen ausgewählten Querschnitt ergaben, dass die Summe aus Wasser und Luft einen konstanten Wert, der dem hydraulischen Maximalwert des Querschnittes entspricht, entgegenstrebt.

$$Q_W + Q_L = \text{const.} \quad (37)$$

Die Abb. 105 zeigt die Abhängigkeit zwischen der Füllhöhe des Querschnittes und der Luftaufnahme.

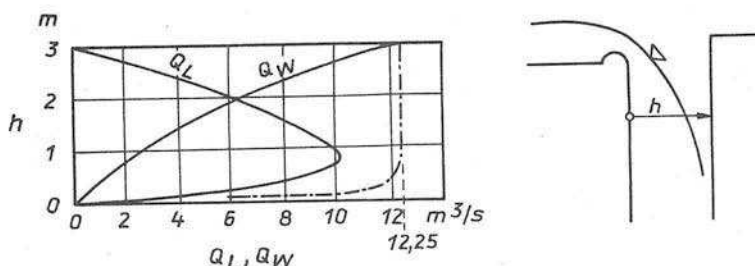


Abb. 105

Der dort untersuchte Abflussvorgang lässt sich mit dem Abflussvorgang im Schacht insoweit vergleichen, als auch hier durch das herabstürzende Wasser die Luft mitgerissen wird. Im Schacht taucht jedoch der Strahl in ein Wasserpelster ein und erzeugt ein starkes Wasser-Luft-Gemisch, und ein grosser Teil der mitgerissenen Luft wird im Schacht wieder ausgeschieden. Es werden aber doch noch erhebliche Luftmengen in den Stollen gelangen. Die Menge der in den Stollen gelangenden Luft hängt vom Wasserstand im Schacht bzw. im Restloch und von der Flutungswassermenge ab. Der maximal mögliche Abfluss im Schacht ergibt sich aus der Leistungsfähigkeit des Stollens bzw. aus der des Zulaufgerinnes.

Für den Stollen ergibt sich:

$$H_{\max} = + 3,0 - (-15,0) = 18 \text{ m}$$

$$OW = + 73,0 \text{ m}$$

$$UW = - 15,0 \text{ m} = \text{Seespiegel bei Flutungsbeginn}$$

$$Q_{\text{St.}} = F \cdot V_{\text{St.}}$$

$$V_{\text{St.}} = \sqrt{\frac{2 g H}{1 + \sum \xi}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 18,0}{1 + 6,51}} = 6,85 \text{ m/s} \quad (38)$$

$$Q_{\text{St.}} = 6,0 \cdot 6,85 = 41 \text{ m}^3/\text{s}$$

Für das Zulaufgerinne ergibt sich:

$$Q_Z = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2 g h}$$

$$h_{\max} = 3,50 - 2,20 = 1,3 \text{ m}$$

$$b = 4,0 \text{ m}$$

$$\mu = 0,7$$

$$Q_Z = \frac{2}{3} \cdot 0,7 \cdot 4,0 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,3} = 12,25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dem Schacht können also maximal $Q = 12,25 \text{ m}^3/\text{s}$ zufließen.

Nach den in /21/ gefundenen Versuchsergebnissen kann angenommen werden, dass bei $Q_W = 12,25 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_L = 0$ ist, d.h. bei

$Q_{W\max} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ würde nach Abb. 105 $Q_L = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen.

Bei $Q_W \approx 2 \text{ m}^3/\text{s}$ wäre $Q_{L\max} \approx 10 \text{ m}^3/\text{s}$ zu erwarten.

Die in den Druckstollen gelangende Luft führt durch ihre Komprimierbarkeit zu erheblichen Druckschwankungen im Stollen, deren Auswirkungen auf die Standfestigkeit des Stollens nicht sicher eingeschätzt werden können.

Eine Möglichkeit, den Eintritt von Luft in den Stollen zu verhindern, bietet die Anordnung eines Tiefschützes vor dem Stolleneinlauf. Hierdurch könnte ein konstanter Wasserstand im Schacht gehalten und die Fallhöhe des Wassers vom OW in den Schacht auf ein Minimum reduziert werden, so dass kaum Luft in den Schacht gelangt. Das Schütz würde dabei im Anfangsstadium der Füllung nur ein geringes Öffnungsverhältnis haben, und es ist zu untersuchen, ob hier keine Unterdrücke auftreten.

$Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$; Schützhub $a = 0,4 \text{ m}$; $H = 18,0 \text{ m}$; $b = 2,4 \text{ m}$;

$$V = \frac{Q}{F} = \frac{10}{0,4 \cdot 2,4} = 10,4 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{10,4^2}{19,62} = 5,5 \text{ m}$$

$$1 + \sum \xi = \frac{2gH}{v^2} = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 18,0}{10,4^2} = 3,27 \quad (\text{nach Gl. (38)})$$

$$\xi_{\text{Schütz}} = 2,27$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} \cdot \xi_{\text{Schütz}} = 5,5 \cdot 2,27 = 12,5 \text{ m}$$

$$\frac{p}{\gamma} = H - z - \frac{v^2}{2g} - h_v = 18,0 - 0 - 5,5 - 12,5 = 0$$

Im Schützquerschnitt wird der Druck $\frac{p}{\gamma} = 0$ an der Sohle erreicht, d. h. für einen Teil der Stollenfirste ist schon mit Unterdruck zu rechnen. Diese überschlägliche Berechnung zeigt schon, dass die Stauhöhe im Schacht nicht beliebig hoch gewählt werden kann, da sonst erhebliche Unterdrücke auftreten können.

3.2. Modellversuche

3.2.1. Modellaufbau und Ähnlichkeitsfragen

Das Modell für die Restlochflutung wurde im Maßstab 1 : 17,5 aufgebaut. Der Modellmaßstab ergab sich aus der Forderung, die im Modell zum Abfluss kommenden Wassermengen möglichst gross zu halten und die räumlichen Verhältnisse im Labor auszunutzen.

Die Versuche wurden auf der Grundlage des FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetzes durchgeführt.

Mit dem Maßstabsfaktor $n = 17,5$ ergaben sich folgende Umrechnungsfaktoren:

Längen	$L = n \cdot l = 17,5 \cdot l$
Höhen	$H = n \cdot h = 17,5 \cdot h$
Geschwindigkeiten	$V = n^{1/2} \cdot v = 4,185 \cdot v$
Abflüsse	$Q = n^{5/2} \cdot q = 1281,66 \cdot q$

Die Abflüsse im Modell ergaben sich damit zu

$q = 1,17 \text{ l/s} \hat{=}$	$Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$
$q = 2,34 \text{ l/s} \hat{=}$	$Q = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$
$q = 3,90 \text{ l/s} \hat{=}$	$Q = 5,0 \text{ m}^3/\text{s}$
$q = 7,80 \text{ l/s} \hat{=}$	$Q = 10,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Der Schacht und ein Teilstück des Stollens wurden aus durchsichtigem PVC-Material aufgebaut, um die Strömungsvorgänge im inneren des Schachtes und des Stollens, besonders am Stolleneinlauf, beobachten und fotografieren zu können. Die Abmessungen des Schachtes betrugen im Modell 20 x 25 cm und die des Stollens 13,7 x 14,3 cm.

3.2.2. Versuchsprogramm

Nach Durchführung der Vorversuche, in denen die Funktionstüchtigkeit des Modells erprobt und die auftretenden Probleme erkannt wurden, wurde folgendes Versuchsprogramm aufgestellt:

3.2.2.1. Variante 1 - Projekt -

3.2.2.2. Variante 2 - Aussteifungen im Schacht -

3.2.2.3. Variante 3 - Tiefschütz -

Bei den Modellversuchen wurde zunächst vom projektierten Zustand ausgegangen. Die Variante 2 ergab sich aus der Forderung des Baubetriebes, im Schacht zusätzliche Aussteifungen in Schachtmitte einzubauen.

3.2.3. Durchführung der Modellversuche

3.2.3.1. Variante 1 und 2

Die Variante 1 und 2 ergaben keine wesentlichen Unterschiede, so dass sie gemeinsam behandelt werden. Die Versuche wurden mit den Abflüssen $Q = 1,5, 3,0, 5,0$ und $10,0 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt. Die O. K. des Auslaufbauwerkes liegt auf $-15,5 \text{ m}$. Auf dem Auslaufbauwerk wurde zur Vergleichsmässigung des Ausflusses ein Balkenrost mit den Abmessungen $0,2 \times 0,3 \text{ m}$ und $1,0 \text{ m}$ Achsabstand angeordnet (siehe Abb. 103). Die O. K. Balkenrost liegt auf $-15,2 \text{ m}$. Die Flutung von OW begann bei einer Seespiegelhöhe von $-15,0 \text{ m}$ mit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei diesem Abfluss traten keinerlei Probleme auf. Die mitgerissene Luft (nach Abb. 105 etwa $10 \text{ m}^3/\text{s}$) wurde infolge der geringen Fliessgeschwindigkeit im Stollen ($V_m = 0,25 \text{ m/s}$) im Schacht wieder ausgeschieden. Die Abflüsse wurden über $Q = 3$ und $5 \text{ m}^3/\text{s}$ bis auf $10 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht, wobei der Wasserspiegel im Restloch bis auf $-0,25 \text{ m}$ und im Schacht bis auf $+0,3 \text{ m}$ anstieg. Die Abb. 106 bis 109 zeigen die Abflussverhältnisse im Schacht und im Stollen und lassen das Eindringen der Luft in den Stollen bei steigendem Abfluss erkennen. Im Schacht bildet sich ein Wasser-Luft-Gemisch, wobei die Luft durch den herabstürzenden Strahl bis zum Stolleneinlauf mitgerissen

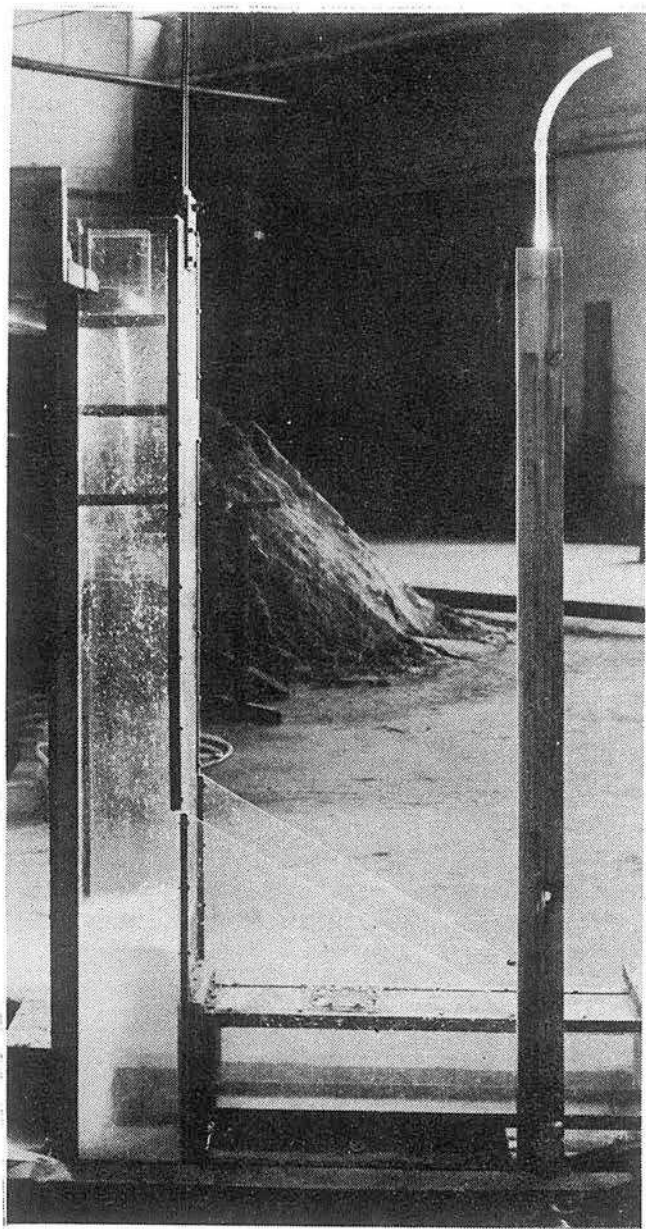


Abb. 106 $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ Im oberen Teil des Schachtes die Aussteifungsstreben. Es gelangt keine Luft in den Stollen.

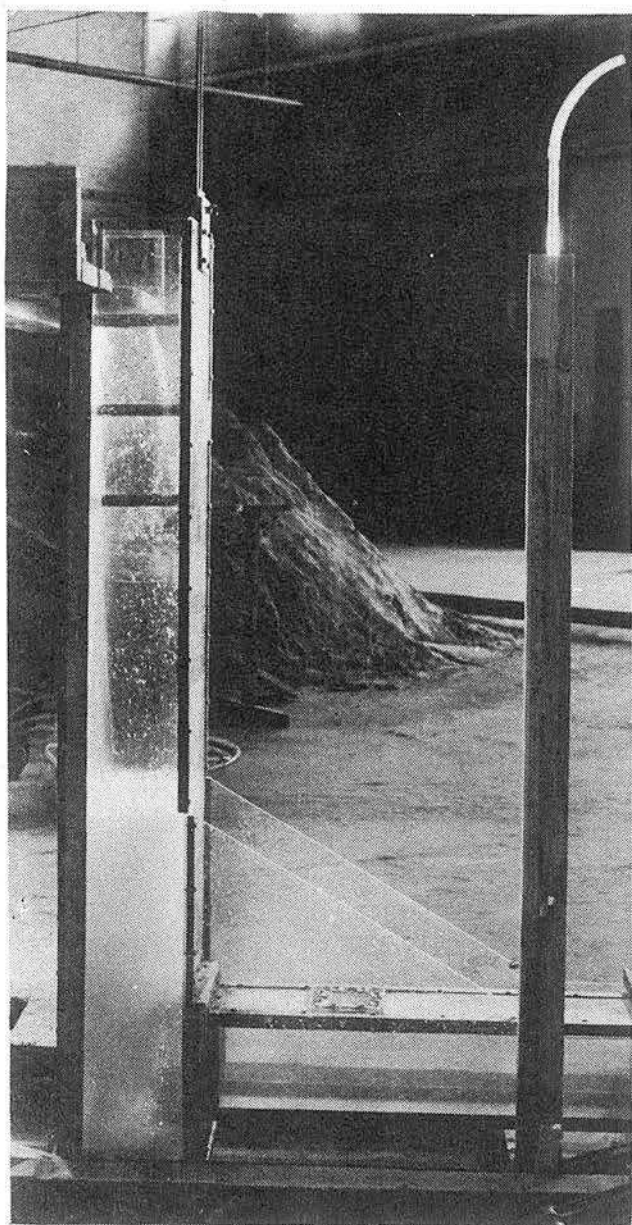


Abb. 107 $Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}$ Im Schacht nur Wasser-Luft-Gemisch.
Luft gelangt in den Stollen.



Abb. 108 $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ Luft gelangt in den Stollen.



Abb. 109 $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ Luft im Stollen.

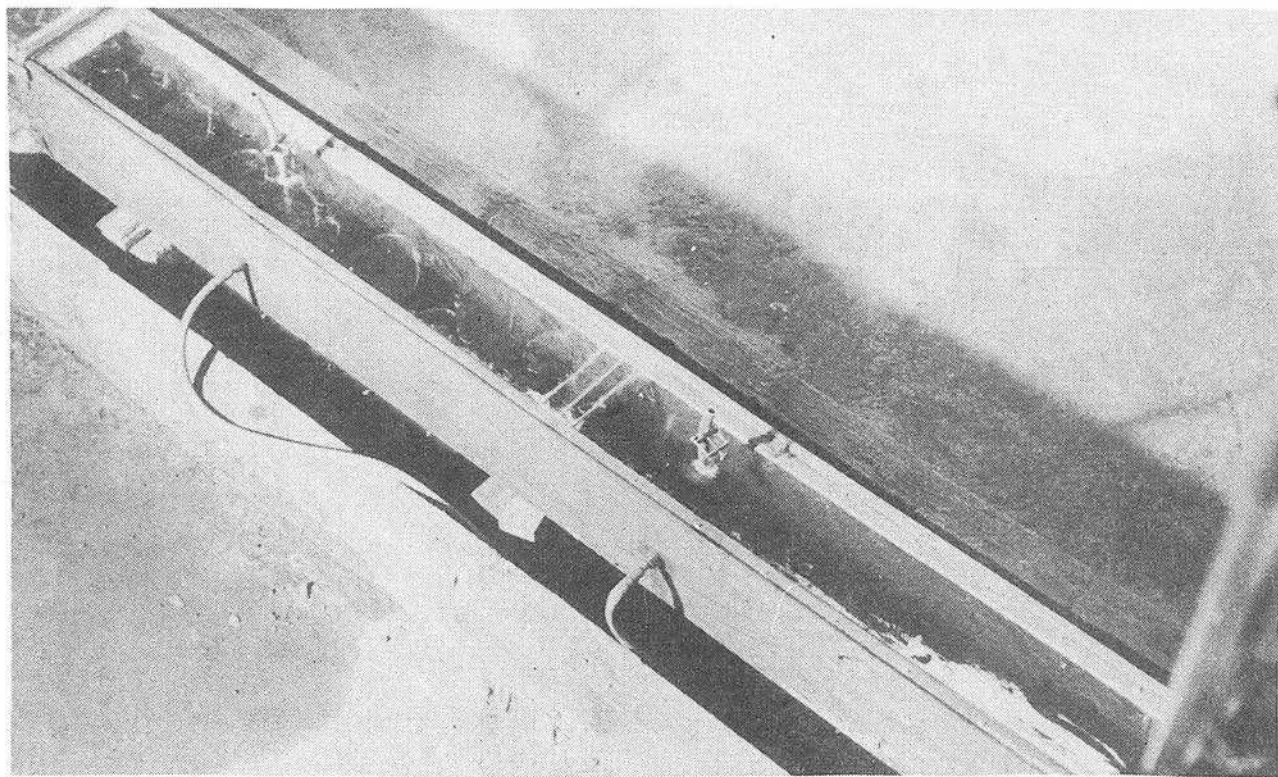


Abb. 110 Luftblasen an der Stollendecke



Abb. 111 Luftaustritt im Becken

wird. Der Lufttransport in den Stollen hinein ist von der Fließgeschwindigkeit des Wassers im Stollen abhängig. Während bei $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und $3 \text{ m}^3/\text{s}$ die Geschwindigkeit im Stollen noch klein ist – erkennbar an dem luftfreien Raum vor dem Stolleneinlauf – ist bei $Q = 5$ und $10 \text{ m}^3/\text{s}$ schon eine Geschwindigkeit vorhanden, die die Luft aus dem Schacht in den Stollen transportiert. Die Abb. 110 zeigt den Luftblasentransport im Stollen. Die Luftblasen wandern an der Stollendecke entlang und verändern ständig ihre Grösse, woraus auf ständig wechselnde Druckverhältnisse im Stollen geschlossen werden musste. Aus den angeschlossenen Wassersäulenmanometern konnte kein eindeutiges Bild gewonnen werden, da diese bei Lufteintritt versagten. An den Wassersäulenmanometern konnte lediglich auf Grund der eruptionsartigen Druckstösse beim Entweichen der Luft auf Druckschwankungen geschlossen werden. Die Abb. 111 zeigt die austretende Luft im Becken. Der Luftaustritt erfolgte in unregelmässigen Intervallen.

Die Druckhöhenverluste in Abhängigkeit vom Abfluss zeigt die Abb. 112. Dem errechneten Druckhöhenverlust $h_v = 1,06 \text{ m}$ steht ein aus den Versuchen ermittelter Wert von $h_v = 1,10 \text{ m}$ gegenüber. In der Abb. 112 wurden die im Schacht und im Restloch bei verschiedenen Abflüssen gemessenen Wasserstände dargestellt.

Die Übereinstimmung zwischen den theoretisch ermittelten Druckhöhenverlusten und den im Modell gemessenen tatsächlichen Druckhöhenverlust ist ausserordentlich gut.

Um das Eindringen von Luft in grossen Massen zu verhindern, wurden in weiteren Versuchen die Wasserstände für eine bestimmte Flutungswassermenge gesucht, bei denen keine Luft mehr in den Stollen gelangt. Die Abb. 113 zeigt das Ergebnis dieser Versuche.

Das graphisch dargestellte Ergebnis der Untersuchung lässt erkennen, dass die Ausnutzung des geplanten Flutungsbauwerkes äusserst ungünstig ist. Erst bei einem Wasserstand von $-1,0 \text{ m}$ im Restloch kann die zur Verfügung stehende Flutungswassermenge $Q_{\text{max}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ freigegeben werden. Die Flutung des Restloches würde also einen erheblichen Zeitaufwand erfordern.

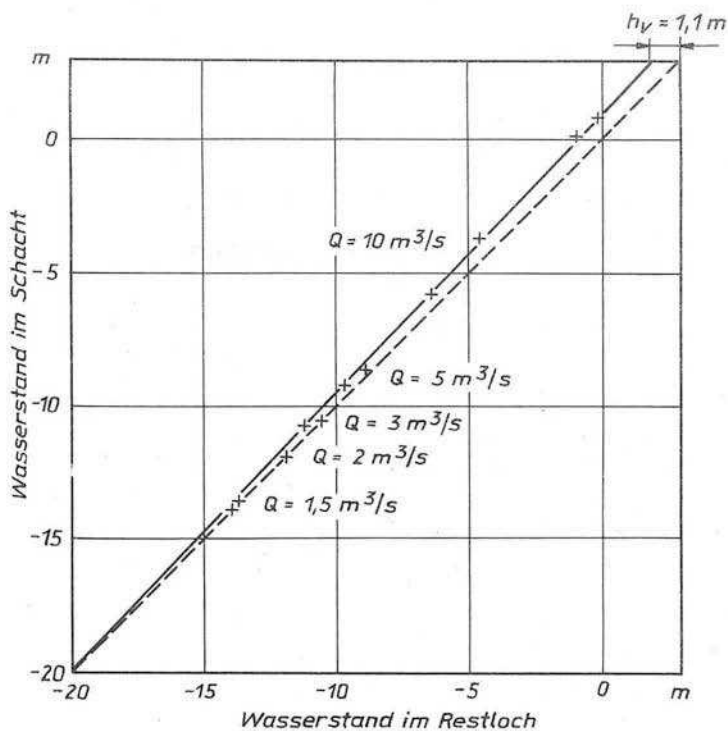


Abb. 112

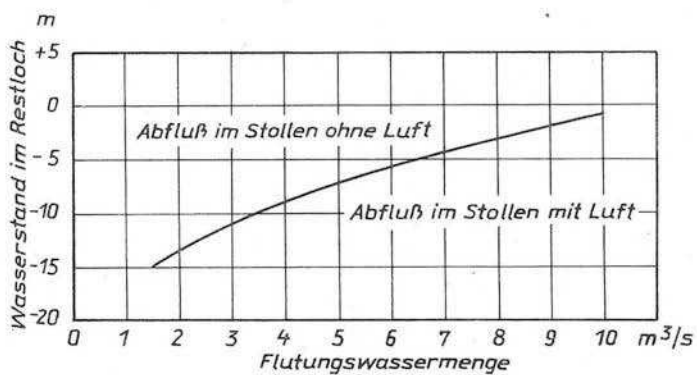


Abb. 113



Abb. 114 $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ Schütz fast geschlossen

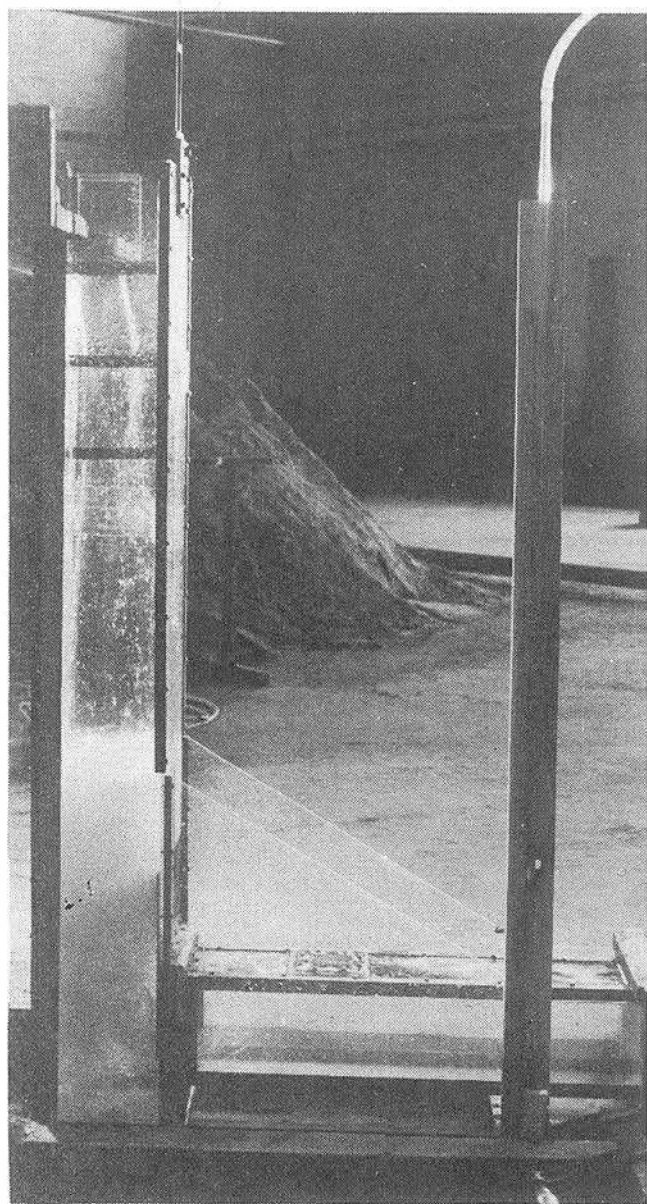


Abb. 115 $Q = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ Im Schacht Wasser-Luft-Gemisch.
Keine Luft im Stollen.



Abb. 116 $Q = 5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasser-Luft-Gemisch reicht nicht bis zum Stolleneinlauf herunter.

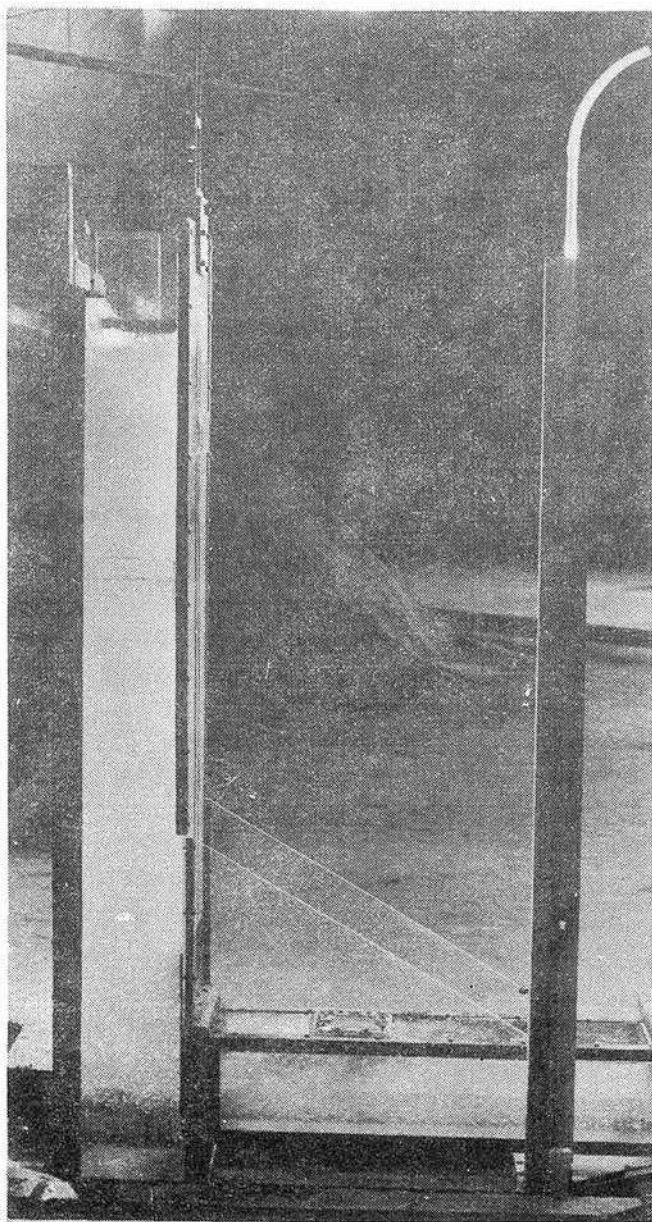


Abb. 117 $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ Luftperlen am Stolleneinlauf

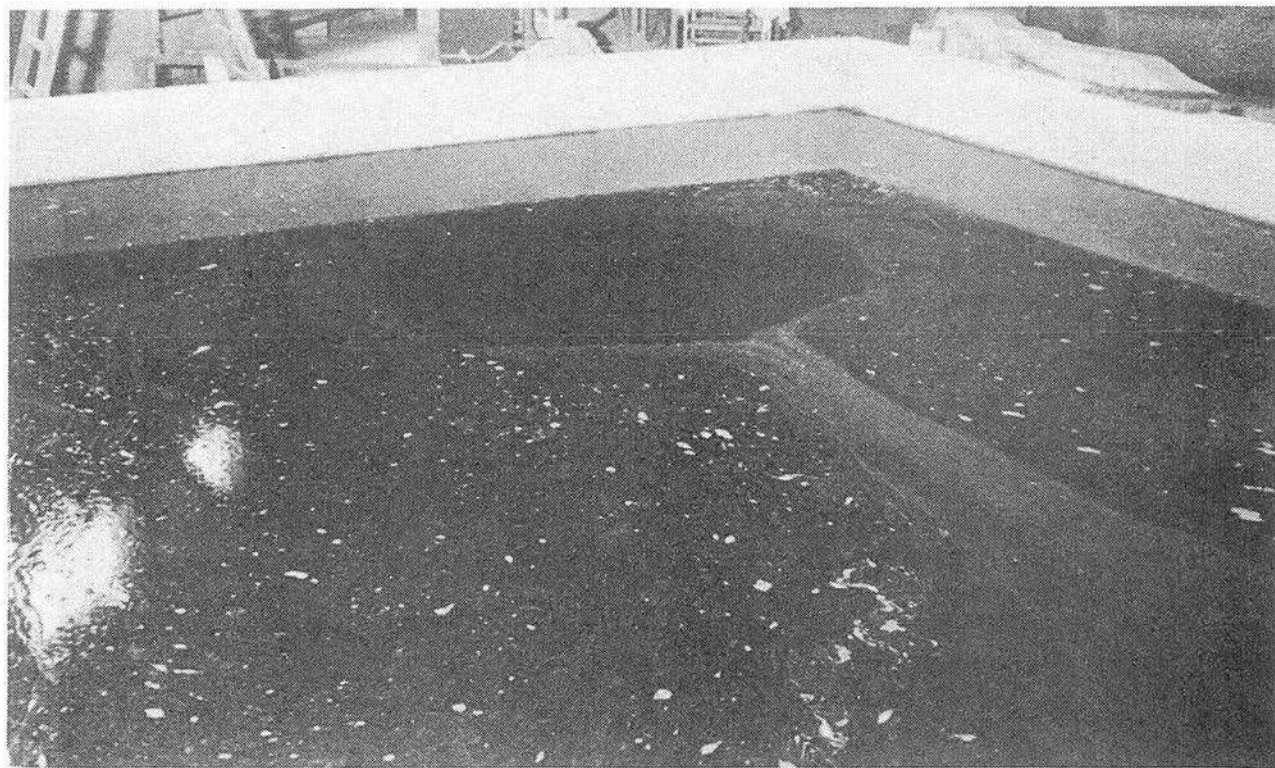


Abb. 118 Strömungsbild im Becken bei $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

3.2.3.2. Variante 3

Um die zur Verfügung stehende Flutungswassermenge schon bei möglichst niedrigen Wasserständen im Restloch einsetzen zu können, wurde vor dem Stolleneinlauf im Schacht ein Schütz eingebaut.

Die Abb. 114 bis 117 zeigen die Abflussverhältnisse im Schacht und im Stollen bei angestautem Schachtwasserspiegel. Den luftfreien Austritt des Wassers im Becken zeigt die Abb. 118. Es ist deutlich die Quellströmung über dem Auslaufbauwerk zu erkennen. Es wurden zwei gegenläufige Walzen angefacht, wodurch an der Oberfläche eine Strömung in Richtung der Quelle entsteht.

Die Ergebnisse dieser Versuche zeigt die Abb. 119.

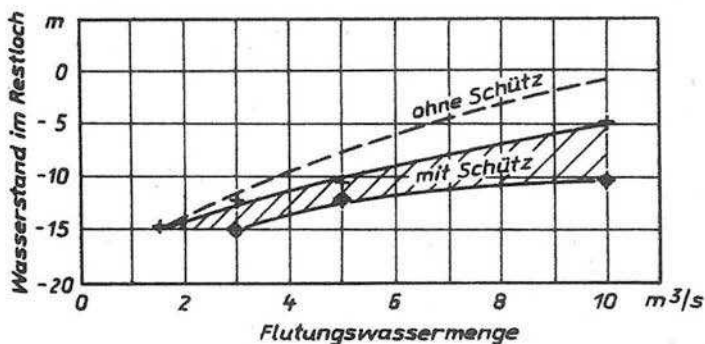


Abb. 119

Aus der Grafik geht eindeutig hervor, dass die Flutung mit eingebautem Schütz mit grösseren Zuflüssen bei niedrigeren Wasserständen im Restloch möglich ist. Der schraffierte Bereich ergab sich aus der Variation der Druckhöhen zwischen Schacht und Restloch. Mit steigender Druckhöhe ergab sich zwangsläufig ein geringerer Schützhub und damit auch kein Eindringen von Luft. Die Druckverhältnisse im Schützquerschnitt und in der anschliessenden Stollenstrecke gestalteten sich bei grossen Druckhöhen sehr ungünstig.

[illegible]

Wie aus der Abb. 120 ersichtlich, wird der Bereich des Unterdruckes an der Stollendecke zwischen Schütz und Meßstelle 1 a mit abnehmender Druckhöhe immer kleiner. Auf Grund dieser Ergebnisse wurde empfohlen, die Wasserspiegeldifferenz zwischen Schacht und Restloch nicht grösser als 10 m werden zu lassen.

Die Versuchsergebnisse stimmten mit den theoretischen Berechnungen darin überein, dass es nicht möglich ist, das Restloch mit jeder beliebigen Wassermenge bis $Q_{\max} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ bei jedem beliebigen Wasserstand im Restloch und im Schacht zu fluten.

204

kungen, deren Auswirkungen auf die Standfestigkeit des Stollens nicht sicher abgeschätzt werden können. Durch die Anordnung eines Tiefschützes vor dem Stolleneinlauf ist es möglich, günstige Wasserstände im Schacht, unabhängig vom Wasserspiegel im Restloch, einzustellen, die ein Eindringen von Luft in den Stollen verhindern. Dadurch kann die Flutungswassermenge schon bei verhältnismässig tiefen Seespiegellagen maximal ausgenutzt werden. Aber auch hier sind gewisse Grenzen zu beachten, um das Auftreten von Unterdrücken im Bereich des Schützes und der anschliessenden Stollenstrecke zu verhindern. Mit der Begrenzung von $\Delta H = 10 \text{ m}$ zwischen Schacht und Seespiegel ergeben sich die auf Abb. 121 dargestellten möglichen Flutungswassermengen in Abhängigkeit von der Seespiegellhöhe.

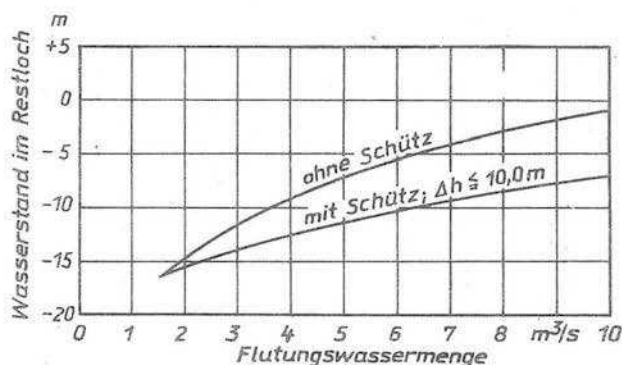


Abb. 121

Die Anordnung des Schützes gibt die Möglichkeit, dass zur Verfügung stehende Flutungswasser maximal zu nutzen und die Flutungsdauer abzukürzen.

Die hier mitgeteilten Ergebnisse wurden mit einem rundkronigen Schachtüberfall gefunden. Zur Vereinfachung der Arbeitstechnologie sollte die Schachtüberfallkrone in rechteckiger Form ausge-

führt werden.

Für den rundkronigen Überfall wurden die μ -Werte zu 0,5 bis 0,7, für den rechteckigen Überfall zu 0,4 bis 0,55 ermittelt. Die Überfallhöhendifferenzen zwischen den beiden Kronenformen sind relativ gering und spielen für den vorgesehenen Leistungsbereich eine untergeordnete Rolle. Von grösserer Wichtigkeit ist hier die Form des Überfallstrahles. Beim rundkronigen Überfall löst sich der Überfallstrahl verhältnismässig spät von der Krone bzw. von der Schachtwand ab und fällt dann frei herab. Beim rechteckigen Überfall sind die Verhältnisse wesentlich ungünstiger. Der Strahl löst sich von der Kante ab und fällt gegen die gegenüberliegende Schachtwand und von dort dann senkrecht an der Wand entlang nach unten (Abb. 122). Dadurch ergibt sich erstens eine zusätzliche Belastung des Schützes durch den senkrecht auf die Schützoberkante

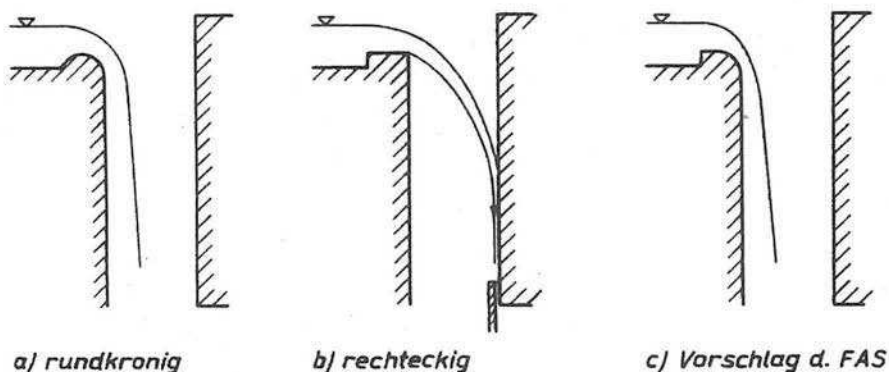


Abb. 122

auftreffenden Strahl und Umströmungen der Schütztafel mit Druck- und Sogkräften und zweitens ein Luftschleier unmittelbar vor dem Stolleneinlauf und das Eindringen von Luft in den Stollen. Auf Grund dieser Nachteile wurde von der FAS empfohlen, zumindest den Teil der Krone, der an den Schacht anschliesst, auszurunden.

4. Schlussbetrachtungen

Mit dem Aufbau des ersten Modells für die Flussverlegung wurde 1964 begonnen. Aus der chronologischen Reihenfolge der Modellversuche lässt sich der Ablauf des Baugeschehens verfolgen:

Modellversuche für das Teilvorhaben I - Auslauf - Gesamtmodell
Modellversuche für das Teilvorhaben II - Einlauf - Gesamtmodell
Modellversuche für das Auslaufwehr
Modellversuche für das Einlaufwehr
Modellversuche für das Teilvorhaben III - Restlochflutung -

Dazu wurden von der FAS zahlreiche Gutachten und Stellungnahmen zu Detailfragen erarbeitet wie z. B.

- Gutachten über die Geschiebebewegung und Restlochverlandung
- Gutachten über die Abflussbedingungen bei Verengung des Flussschlauches zwischen Restloch und Auslaufwehr
- Gutachten über die Kolkbildung an Pfeilern bei der Rückverlegung einer Fernstrasse über das neue Flussbett.

Der durch die Modellversuche erbrachte ökonomische Nutzen durch günstigere Gestaltung der hydraulischen Verhältnisse und dadurch möglicher Einsparungen an Kosten für Befestigungen und Aushubmassen beläuft sich auf ca. 5 Mill. Mark.

Bei den durchgeführten Modellversuchen wurden die verschiedenartigsten Probleme behandelt, die teilweise auch die Versuchsdurchführung beeinflussten. Hier seien besonders die Kolkuntersuchungen für das Auslauf- und das Einlaufwehr genannt. Für das Auslaufwehr ergaben sich die versuchstechnischen Probleme durch die anschliessende Flußstrecke, bei der die Geschiebebewegung berücksichtigt werden musste. Mit der Anordnung des künstlichen Kolkes unmittelbar hinter der Endschwelle wurde ein neuer Weg beschritten, um zu einer ökonomischen Lösung zu kommen, wobei ein gewisses Risiko eingeschlossen ist. Für das Auslaufwehr lassen sich einige Parallelen zu den Versuchsergebnissen von DIETZ /12/ ziehen, während beim Einlaufwehr auf die befestigten Übergangsstrecken von der Endschwelle zum Kolk ganz verzichtet wurde.

Als weiteres Problem sei noch einmal auf die OW-Verhältnisse am Einlauf hingewiesen. Die Frage der Flussbettsicherung konnte

hier durch entsprechende Gestaltung der hydraulischen Verhältnisse (Wehrkronenhöhen) so gelöst werden, dass eine zusätzliche Befestigung auf den Vorländern und im Flussbett nicht mehr erforderlich war. Anlässlich eines Vortrages an der TU Dresden im Rahmen des Postgradualen Fernstudiums /22/ wurde u. a. festgestellt: "Die Flussbettsicherung ist ein Problem der Geschiebeforschung. Ein Flussbett ist sicher bzw. gesichert, wenn die kritische Schleppspannung τ_{kr} nicht überschritten wird. Daraus ergibt sich, dass die Flussbettsicherung auf zwei Wegen erreicht werden kann:

1. die Gestaltung der Abflussbedingungen muss dem vorhandenen Sohlenmaterial weitestgehend angepasst werden, d. h. Abflussquerschnitt, Längsgefälle und Linienführung müssen den natürlichen Bedingungen entsprechen,
2. die Widerstandsfähigkeit des Flussbettes muss durch entsprechende Befestigungen erhöht werden, so dass $\tau_s > \tau_{kr}$ wird."

Im allgemeinen wird bei einem solchen komplexen Vorhaben, wie es hier beschrieben wurde, ein Kompromiss zwischen diesen beiden Möglichkeiten zu suchen sein, um zu einer optimalen Lösung zu kommen. Aus den Versuchsergebnissen des Gesamtmodells für die Auslaufstrecke wurde abgeleitet, dass die Flußsohle zwischen Auslaufwehr und Talüberführung befestigt werden muss. Die Versuche mit einem Geschiebemodell für das Auslaufwehr ergaben, dass die Sohle nicht befestigt zu werden braucht, wenn man eine gewisse Sohlenerosion zulässt und ein kalkulierbares Risiko eingeht, wobei die Wirkung des künstlichen Kolkes berücksichtigt wurde.

Mehrere sowjetische Autoren /23/ haben sich, gestützt auf Beobachtungen an fertigen Bauwerken, mit den Verhältnissen im Unterwasser von Wasserkraftwerken beschäftigt. Auf Grund ihrer Studien kamen sie u. a. zu folgenden Schlussfolgerungen:

"Die grössten lokalen Deformationen des unbefestigten Flussbettes der unteren Haltungen erfolgen in der Bauzeit sowie in der Inbetriebnahmezeit (der Kraftwerkskomplexe). Ursachen dieser Deformationen sind am häufigsten ungünstige hydraulische Bedingungen beim Durchfluss des Wassers während der Bauzeit durch noch nicht fertige Anlagen sowie die noch nicht beendeten Arbeiten zur Befestigung

des Unterwassers, die nicht ordnungsgemässe Fertigstellung des Abflussquerschnittes, insbesondere das Verbleiben von Resten von Fangedämmen, nicht durchgeführte Räumungen usw. Diese Hindernisse im Abflussquerschnitt führen zu Strömungsablenkungen und damit zu lokalen Auskolkungen."

Die Inbetriebnahme eines Wehres bzw. von Teilabschnitten einer Wehranlage sollte erst nach gründlicher Überprüfung der vorhandenen Abflussbedingungen erfolgen.

Diese Fragen wurden auch bei der Durchführung der Modellversuche berücksichtigt und entsprechende Hinweise gegeben. Es ist ja einer der grossen Vorteile eines Modellversuches, dass die bei der Grossausführung auftretenden möglichen Betriebsfälle simuliert und die entsprechenden Massnahmen geplant werden können.

Die Modellversuche wurden in enger Zusammenarbeit mit Projektanten, Gutachtern und Auftraggeber durchgeführt, wobei Baustellenbesichtigungen in regelmässigen Abständen eingeschlossen waren. Diese enge Zusammenarbeit hat sich als sehr fruchtbar für die Versuchsdurchführung erwiesen und sich positiv auf die Versuchsergebnisse und auf die Bauausführung ausgewirkt. Dafür sei hier noch einmal allen beteiligten Kollegen gedankt.

Dem langjährigen Abteilungsleiter in der FAS, Herrn Dr.-Ing. E. Blau und dem jetzigen Abteilungsleiter, Herrn Dr.-Ing. G. Glazik danken wir für das uns entgegengebrachte Vertrauen bei der Übertragung dieser Modellversuche und für die ständig gewährte Unterstützung.

Dem Handwerkerkollektiv der Versuchsanstalt Karlshorst der FAS gilt unser Dank für die Durchführung der teilweise recht komplizierten Modellaufbauarbeiten sowie für die Unterstützung während der Versuchsdurchführung.

Schliesslich danken wir herzlichst unseren Mitarbeiterinnen Frau Hänsel und Frau Müller für ihre wertvolle Arbeit bei der Anfertigung der Zeichnungen und des Manuskriptes.

Literaturverzeichnis

- / 1/ BLAU, E.: Die Bedeutung der wasserbaulichen Modellversuche für die Projektierung von Hochwasserentlastungsanlagen. WWT 9 (1959) 12.
- / 2/ BOSS, P.: Technische Hydromechanik. Taschenbuch für Bauingenieure, Bd. 2, 2. Auflage, Springer-Verlag 1955.
- / 3/ BLAU, E.: Der Pendelmikroflügel. WWT 15 (1965) 4.
- / 4/ FUEHRER, M.: Der gegenwärtige Entwicklungsstand der Mikroflügel und ihr Einsatz im wasserbaulichen Versuchswesen sowie in der praktischen Hydrometrie. Schriftenreihe Wasser- und Grundbau der FAS 1963, Heft 8.
- / 5/ BEGER, K.: Angewandte Hydraulik. Lehrbriefe der TH Dresden, Heft 2, VEB Verlag Technik 1955.
- / 6/ SCHROEDER, G.: Landwirtschaftlicher Wasserbau, 2. Auflage Springer-Verlag 1950.
- / 7/ WITTMANN, H.: Flussbau. Taschenbuch für Bauingenieure, Bd. 2, 2. Auflage, Springer-Verlag 1955.
- / 8/ -- Gewässerkundliches Jahrbuch der DDR. Abflussjahr 1955.
- / 9/ BLAU, E. u. KIL, J.: Standfestigkeit von Schüttsteinen. Unveröffentl. Abschlussbericht der FAS.
- /10/ ZSCHIESCHE, O.: Ergebnisse von Flussmodellversuchen mit beweglicher Sohle für zwei Elbestrecken. Veröffentlichung der FAS, 1954, Nr. 4, Akademie-Verlag Berlin.
- /11/ SEIFFERT, R.: Allgemeine Ähnlichkeitsbetrachtungen über Modelle geschiebeführender Flüsse nach praktischen Gesichtspunkten. Die Bautechnik (1942) 36, 37.
- /12/ DIETZ, J. W.: Modellversuche über die Kolkbildung. Die Bautechnik 49 (1972) 5.
- /13/ PRESS, H.: Wehre. 2. Auflage, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1959.
- /14/ STRAUBE, Ch.: Die Kolkbildung hinter unterströmten Wehren. Schriftenreihe Wasser- und Grundbau der FAS, 1963, H. 9.
- /15/ HARTUNG, F.: Die strömungstechnische Entwicklung in Konstruktion und Gestaltung der Staustufen. Tiefbau 13 (1970) 3.
- /16/ KUHN, R.: Erprobung von Deckwerken durch Schiffahrtsversuche. Schiff und Hafen 23 (1971) 3.
- /17/ FRÖHLICH, E.: Kolkungen und Sicherungen am Stauwehr Augst-Wyhlen. Schweizer Bauzeitung (1925) 26, Bd. 85.

- /18/ SPERLIN, G. u. FIEBIG, H.: Zum Problem des Risikos im Bauwesen. Bauplanung-Bautechnik (1971) 2.
- /19/ SCHMIDT, M.: Gerinnehydraulik. VEB Verlag Technik 1957.
- /20/ WOBUS, G.: Konstruktiver Wasserbau. Lehrbriefe der TU Dresden, Heft 4, VEB Verlag Technik 1965.
- /21/ KEBELMANN, G.: Die hydraulische Untersuchung eines Freispiegelstollens in zwei Modellmaßstäben. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, 1975 H. 36.
- /22/ KEBELMANN, G.: Ergebnisse neuerer Forschungen für Flussbett-sicherungen. Vortrag an der TU Dresden im Rahmen des post-gradualen Fernstudiums 1970.
- /23/ FAKTOROVIC, M. E., VEKSLER, A. B., DONNENBERG, V. M. und KVACOVA, I. G.: Transformacii rusla niznich b'efov krupnych gidrostancij SSSR (po dannym naturnych nabljudenij). Die Sohlenumformungen der unteren Haltungen grosser Wasserkraftwerke der UdSSR (nach Angaben von Naturbeobachtungen). Trudy koordinacionnyh sovescanij po gidrotechnike, vypusk 36, S. 195-216.

Verzeichnis der Abbildungen

Abb. 1	- Übersichtsskizze
2	- Foto - Modell "Auslaufstrecke"
3	- k-Werte in Beziehung V . R
4	- Abfluss am Pegel
5 a }	- Abflussberechnung für das Regelprofil
6	- Foto - Auslaufwehr
7	- Foto - Blick gegen die Talüberführung
8	- Foto - Wassermengenzugabeautomatik
9	- Foto - Registriergerät
10	- Foto - Pfeilerstau an der Brücke
11	- Foto - Strömungsbild, Variante I
12	- Foto - Modell nach Umbau, Variante III
13	- Foto - Strömungsbild, Variante III
14	- Foto - Strömungsbild, Variante V
15	- Foto - Modell nach Umbau, Variante XI
16	- Foto - Strömungsbild, Variante XI
17	- Foto - Leitdeichgestaltung
18	- Foto - Anströmung der Leitdeichspitze
19	- Foto - Strömungsbild, Ausführungsvorschlag
20 a, b, c	- Geschwindigkeitsprofile vor den Brücken
21	- Darstellung der Versuchsergebnisse
22	- Längsschnitt mit Wasserspiegellagen
23	- Foto - Blick auf das Auslaufwehr
24	- Gestaltung des Auslaufwehres
25	- Wehrleistungskurve
26	- Kornverteilungskurve - Wehrmodell -
27	- Längsschnitt durch den Baugrund - Wehrmodell -
28	- Foto - Modell "Auslaufwehr"
29	- Abflusskurve am Hilfspegel
30	- Dauerlinie der Abflüsse am Pegel
31	- Abflussganglinie für den Modellversuch
32	- Foto - Modell mit Messwagen
33	- Auslaufwehr, Projekt
34	- Foto - Tosbecken mit geböschter Endschwelle (Versuch 2)

- Abb. 35 - Foto - Tosbecken mit senkrechter Endschwelle (Versuch 3)
- 36 - Foto - Tosbecken mit reduzierter Breite (Versuch 6)
- 37 - Foto - Tosbecken mit Schwellenbreite $B = 8,5$ m (Versuch 8)
- 38 - Foto - Tosbecken um 8 m verkürzt (Versuch 12)
- 39 - Foto - Tosbecken mit Keilschwelle (Versuch 14)
- 40 - Zusammenstellung der untersuchten Tosbecken
- 41 - Foto - Künstlicher Kolk nach 2 Versuchsjahren (Versuch 16/2)
- 42 - Foto - Künstlicher Kolk nach 6 Versuchsjahren (Versuch 16/6)
- 43 - Foto - Künstlicher Kolk nach 8 Versuchsjahren (Versuch 16/8)
- 44 - Foto - Künstlicher Kolk nach 12 Versuchsjahren (Versuch 16/12)
- 45 - Längsschnitt und Tiefenplan (Versuch 16/12)
- 46 - Geschwindigkeitsverteilung im Flussbett (Versuch 16/12)
- 47 - Tosbeckengestaltung nach Projekt und Versuch
- 48 - Geschiebeabgang im Modell in Abhängigkeit von der Zeit
- 49 - Foto - Modell "Einlaufstrecke"
- 50 - Foto - Flußstrecke oberhalb des Einlaufwehres
- 51 - Foto - Flussverlegungsstrecke mit Rechtskrümmung
- 52 - Foto - Einlaufwehr von OW
- 53 - Foto - Einlaufwehr von UW
- 54 - Wehrleistungskurve (Versuch I/1)
- 55 - Wasserspiegellagen im OW (Versuch I/1)
- 56 - Geschwindigkeitsverteilung im OW (Versuch I/1)
- 57 - Geschwindigkeitsverteilung im OW (Versuch I/1)
- 58 - Wasserspiegellagen im OW (Versuch I/2)
- 59 - Geschwindigkeitsverteilung im OW (Versuch I/2)
- 60 - Foto - Flusssdurchstich (Versuch I/3)
- 61 - Foto - Einlaufwehr nach Umbau (Versuch II/1)
- 62 - Wehrleistungskurve (Versuch II/3)
- 63 - Wasserspiegellagen im OW (Versuch II/3)
- 64 - Geschwindigkeitsverteilung im UW (Versuch I/1)
- 65 - Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Versuch I/1)
- 66 - Geschwindigkeitsverteilung im UW (Versuch II/1)
- 67 - Geschwindigkeitsverteilung im UW (Versuch III/1)

- Abb. 68 - Geschwindigkeitsverteilung im UW (Versuch III/2)
- 69 - Foto - Einlaufwehr von UW mit Einlauftrompete
(Versuch III/6)
- 70 - Geschwindigkeitsverteilung im UW (Versuch III)
- 71 - Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Versuch III)
- 72 - Foto - Strömungsbild bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ (Versuch III)
- 73 - Foto - Strömungsbild bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$ (Versuch III)
- 74 - Geschwindigkeitsverteilung im UW (Versuch IV/2)
- 75 - Strömungsverhältnisse bei $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Versuch IV/2)
- 76 - Foto - Strömungsbild im Flussbett bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$
- 77 - Foto - Strömungsbild im Restloch bei $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$
- 78 - Foto - Strömungsbild im Flussbett bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$
- 79 - Foto - Strömungsbild im Restloch bei $Q = 1930 \text{ m}^3/\text{s}$
- 80 - Foto - Teilmodell "Einlaufwehr" von UW
- 81 - Foto - Teilmodell "Einlaufwehr" von OW
- 82 - Foto - Modell 1 : 75 "Einlaufwehr vor Fertigstellung
- 83 - Foto - Modell 1 : 75 "Einlaufwehr nach Fertigstellung
- 84 - Einlaufwehr, Projekt
- 85 - Leistungskurven für die Geschiebeschleusen (V.R. I)
- 86 - Geschwindigkeiten im UW (V.R. I)
- 87 - Leistungskurve für das Einlaufwehr (V.R. I)
- 88 - Geschwindigkeitsverteilung im OW (V.R. I)
- 89 - Foto - Kolkbildung (V.R. I)
- 90 - Foto - Wehrschwelle mit Geschiebeschleuse (V.R. II)
- 91 - Geschwindigkeiten im UW (V.R. II)
- 92 - Foto - Kolkbildung (V.R. II)
- 93 - Tosbeckengestaltung auf dem Vorland (V.R. III)
- 94 - Foto - Kolkbildung (V.R. III)
- 95 - Kolkbildung nach zwei Versuchsjahren (V.R. III)
- 96 - Foto - Kolkbildung mit Körnung $d_M = 7 - 10 \text{ mm}$ (V.R. III)
- 97 - Foto - Kolkbildung mit Körnung $d_M = 5 - 7 \text{ mm}$ (V.R. III)
- 98 - Sohlenumbildung bei einem künstl. Kolk (V.R. III)
- 99 - Foto - Künstlicher Kolk nach dem 1. Versuchsjahr
(V.R. III)
- 100 - Foto - Künstlicher Kolk nach dem 2. Versuchsjahr
(V.R. III)
- 101 - Foto - Gerinne für Restlochflutung
- 102 - Foto - Schacht und Stollen
- 103 - Foto - Stollenauslauf im Becken

- Abb. 104 - Hydraulisches System der Flutung
- 105 - Abhängigkeit zwischen Q_W , Q_L und h
- 106 - Foto - Abfluss im Schacht bei $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- 107 - Foto - Abfluss im Schacht bei $Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}$
- 108 - Foto - Abfluss im Schacht bei $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$
- 109 - Foto - Abfluss im Schacht bei $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$
- 110 - Foto - Luftblasen im Stollen
- 111 - Foto - Luftaustritt im Becken
- 112 - Druckhöhenverlust im Stollen
- 113 - Luftfreier Abfluss im Stollen - $Q = f(W)$
- 114 - Foto - Abfluss im Schacht mit Schütz - $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- 115 - Foto - Abfluss im Schacht mit Schütz - $Q = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- 116 - Foto - Abfluss im Schacht mit Schütz - $Q = 5,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- 117 - Foto - Abfluss im Schacht mit Schütz - $Q = 10,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- 118 - Foto - Strömungsverhältnisse im Becken - $Q = 10,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- 119 - Luftfreier Abfluss im Stollen mit Schütz - $Q = f(W)$
- 120 - Druckverhältnisse im Stollen
- 121 - Luftfreier Abfluss im Stollen - $Q = f(W)$
- 122 - Überfallstrahl bei verschiedenen Kronenformen

